

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Železobetonová skořepinová konstrukce rodinného domu

Reinforced concrete shell structure of a family house

Student: Bc. Marie Horňáková

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Pavlína Matečková, Ph. D.

Ostrava 2017

VŠB - Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra konstrukcí

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Marie Hornáková**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T037 Konstrukce staveb
Téma: **Železobetonová skořepinová konstrukce rodinného domu**
Reinforce concrete shell structure of family house

Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

Cílem diplomové práce je návrh a posouzení válcové skořepinové konstrukce rodinného domu podle návrhu Ing. arch. Oldřicha Bělíny.

V rámci diplomové práce se provede analýza modelování skořepinových konstrukcí pomocí metody konečných prvků a příslušného softwaru. V softwaru na bázi MKP pak bude vymodelována skořepinová konstrukce rodinného domu.

V rámci diplomové práce budou vyhodnoceny vnitřní síly a nadimenzována železobetonová konstrukce.

Výpočet bude doplněn o výkresy tvaru a výkresy výztuže navržených železobetonových konstrukcí.

Seznam doporučené odborné literatury:

ČSN EN 1991 Eurokód 1: Zatížení stavebních konstrukcí.

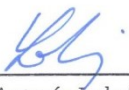
ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.


Vedoucí diplomové práce: **Ing. Pavlína Matečková, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2017

Datum odevzdání: 01.12.2017



doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D.
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci, včetně příloh, vypracovala samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedla jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě
28.11.2017

.....
Kováčková
podpis studenta

Prohlašuji:

- že jsem byla seznámena s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo,
- že беру на vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB – TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3),
- že souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB – TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB – TUO,
- že bylo sjednáno, že s VŠB – TUO, v případě zájmu z jejich strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona,
- že bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB – TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB – TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše),
- že беру на vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě 28.11.2017

.....
podpis studenta

Anotace

Předmětem této práce je návrh a posouzení nosné konstrukce dvoupodlažního rodinného domu dle architektonického návrhu Ing. Arch. Oldřicha Běliny. Střešní plášť objektu je tvořen válcovou skořepinou, která zastřešuje půdorys tvaru obdélníka o rozměrech 8,1x21 metrů. Skořepinu dělí na patra dvě stropní desky, které jsou podpírány železobetonovými trámy a stěnami. Součástí práce je také návrh a posouzení základů objektu a schodiště. Ke všem navrženým prvkům jsou zpracovány výkresy výztuže.

HORŇÁKOVÁ, Marie. *Železobetonová skořepinová konstrukce rodinného domu*. Ostrava, 2017. Diplomová práce, 104 stran. VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební, Katedra konstrukcí. Vedoucí práce: Ing. Pavlína Matečková, Ph. D.

Klíčová slova

Železobetonová skořepina, netradiční rodinný dům, návrh a posouzení skořepinové konstrukce.

Annotation

The subject of this thesis is the design and assessment of the reinforced concrete structure of the two-storey family house according to the architectural design of Ing. Arch. Oldřich Bělina. The roof of the building is designed as a cylindrical shell, which covers the shape of a rectangle measuring 8.1x21 meters. The shell splits on the floor two ceiling slabs supported by reinforced concrete beams and walls. Part of the thesis is also the design and assessment of the foundations of the building and the staircase. All reinforcement designs are completed with reinforcement drawings.

HORŇÁKOVÁ, Marie. *Reinforced concrete shell structure of family house*. Ostrava, 2017. Diploma thesis, 104p. VŠB – Technical University of Ostrava, Faculty of Civil Engineering, Department of Construction. Supervisor: Ing. Pavlína Matečková, Ph. D.

Keywords

Reinforced concrete shell, untraditional family house, design and assessment of shell construction.

Obsah diplomové práce

1	Úvod	1
2	Skořepiny.....	5
2.1	Teorie skořepin.....	5
2.2	Výpočet základních případů rotačně souměrných skořepin.....	9
3	Popis objektu	13
4	Stanovení zatížení.....	18
4.1	Zatěžovací stavy a jejich kombinace.....	24
5	Modelování konstrukcí, výpočet vnitřních sil, posouzení.....	26
5.1	Materiálové charakteristiky.....	26
5.2	Návrh a posouzení stropní desky nad 1.NP	28
5.3	Návrh a posouzení schodiště.....	38
5.4	Návrh a posouzení trámu T.B	47
5.5	Návrh a posouzení pilíře S3-A.....	59
5.6	Návrh a posouzení skořepiny	69
5.7	Návrh a posouzení základů	94
6	Závěr.....	103
	Seznam použitých obrázků.....	107
	Seznam použitých tabulek.....	109
	Seznam použitých programů	109
	Seznam příloh a výkresů.....	110
	Seznam zdrojů	111

Seznam použitých zkratk a symbolů

A_s ... skutečná plocha výztuže [m^2],

$A_{s,req}$... požadovaná plocha výztuže [m^2],

A_{sw} ... plocha smykové výztuže [m^2],

c ... krytí výztuže [m],

d ... účinná výška [m],

E_s ... modul pružnosti oceli [Pa],

F_s ... síla ve výztuži [N],

f_{bd} ... návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti [Pa],

f_{ck} ... charakteristická hodnota pevnosti betonu [Pa],

f_{cd} ... návrhová hodnota pevnosti betonu [Pa],

f_{ctd} ... návrhová pevnost betonu v tahu [Pa],

f_{yk} ... charakteristická hodnota pevnosti oceli [Pa],

f_{yd} ... návrhová hodnota pevnosti oceli [Pa],

f_{ywd} ... návrhová mez kluzu třmínkové výztuže [Pa],

g_d ... návrhová hodnota stálého zatížení [N/m],

g_k ... charakteristická hodnota stálého zatížení [N/m],

i ... poloměr setrvačnosti [m],

l_{bd} ... kotevní délka [m],

$l_{bd,rqd}$... základní kotevní délka [m],

M_{Ed} ... návrhová hodnota momentu [Nm],

M_{Rd} ... návrhová hodnota únosnosti průřezu [Nm],

N_{Ed} ... návrhová hodnota normálové síly [N],

n ... poměrná normálová síla [-],

P_d ... návrhová pravděpodobnost [-],

q_d ... návrhová hodnota nahodilého zatížení [N/m],

q_k ... charakteristická hodnota nahodilého zatížení [N/m],

s ... osová vzdálenost výztuže [m],

x ... výška tlačené oblasti [m],

γ_M ... dílčí součinitel ovlivňující vlastnosti materiálu a charakter zatížení [-],

ε_{cu} ... poměrné přetvoření betonu [-],

$\varepsilon_{s1}, \varepsilon_{s2}$... poměrné přetvoření oceli [-],

λ, λ_{lim} ... štíhlostní poměr [-],

π ... Ludolfovo číslo [-],

ρ ... stupeň vyztužení ve středu rozpětí [-],

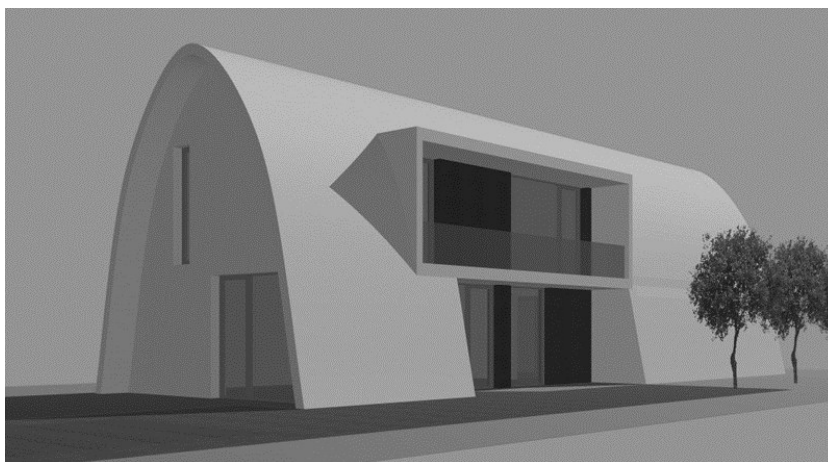
ρ' ... stupeň vyztužení tlakovou výztuží [-],

ρ_0 ... referenční součinitel vyztužení [-],

ω ... mechanický stupeň vyztužení [-].

1 Úvod

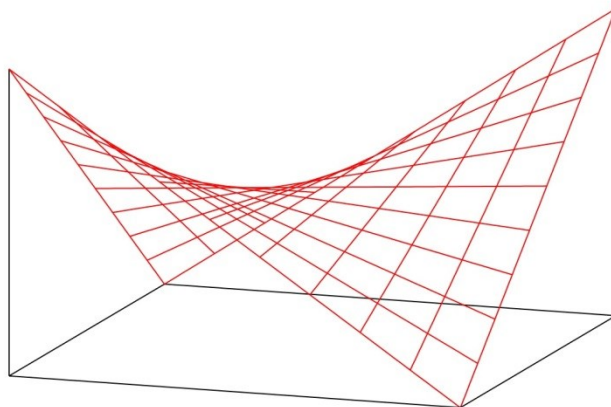
Diplomová práce se zabývá návrhem a posouzením nosné konstrukce rodinného domu dle architektonického konceptu Ing. Arch. Oldřicha Běliny, který je k nalezení na jeho internetových stránkách [1]; s použitím v této práci autor souhlasil. Návrh byl vytvořen pro architektonicko-konstrukční soutěž Betonový dům roku 2004. Stavba se od klasických rodinných domů na první pohled odlišuje – jedná se totiž o dlouhou válcovou subtilní železobetonovou skořepinu (obr. 1).



Obrázek 1. Vizualizace rodinného domu[1]

Skořepiny kombinují vlastnosti desek a stěn. Díky jejich zakřivené střednicové ploše v nich dochází k příznivému rozložení vnitřních sil a konstrukční prvky tohoto typu pak zvládnou přenést zatížení nad velkými rozpony. Základní principy a předpoklady budou popsány ve druhé kapitole této práce.

Jedním z významných autorů skořepinových konstrukcí je španělský inženýr Félix Candella, který ve svých návrzích kombinoval krásu konstrukce s konstrukční efektivitou; tedy navrhování pozoruhodných konstrukcí s minimální spotřebou materiálu. Skloubením těchto dvou vlastností se navrhování konstrukcí dle profesora Billingtona zvyšuje na umění – „structural art“. Felix Candella ve svých dílech využíval zejména hyperbolický paraboloid [2] – obr. 2.



Obrázek 2. Hyperbolický paraboloid [10]

Díky tuhosti, kterou má za následek dvojí křivost, mohl vytvořit na rozpětí 10,75 m svou první významnou konstrukci, která má tloušťku pouhých 15 mm – Kosmický pavilon v Mexiku [2], obr. 3.



Obrázek 3. Kosmický pavilon [11]

Na základě úspěchu této stavby se mu podařilo získat další zakázky, které navrhl i vyprojektoval. Díky zkušenostem ze staveb mohl tyto konstrukce dále rozvíjet, zůstal ale věrný tvaru hyperbolického paraboloidu, který různě kombinoval. V Mexiku po druhé světové válce byl materiál velmi drahý a pracovní síla naopak velmi levná, úsporné konstrukce skořepin tedy měly výhodu jak u zakázek na občanské a sakrální stavby, tak i na

průmyslové stavby. Postavil například Kapli Lomas de Cuernavaca – obr. 4, továrnu Bacardí a restauraci Los Manantiales – obr. 5.



Obrázek 4. Kaple Lomas de Cuernavaca [12]



Obrázek 5. Restaurace Los Manantiales [13]

Zastřešení rodinného domů, který je navrhován a posuzován v této práci, je taktéž tvořeno skořepinou. Objekt horizontálně rozdělují dvě stropní desky, které jsou podpírány trámy a stěnami, přes které je zatížení přeneseno do základů. Propojení obou pater zajišťuje železobetonové schodiště. Součástí architektonického podkladu jsou pouze schémata tvaru

skořepiny a dispozice, bude tedy nutné rozvrhnout nosný systém v konstrukci, protože není v návrhu jednoznačně definován. Veškeré konstrukce, jejichž návrh a posouzení řeší tato práce, budou specifikovány ve třetí kapitole. Dále bude v kapitole 4 dle ČSN EN 1991 stanoveno zatížení, které na konstrukce působí.

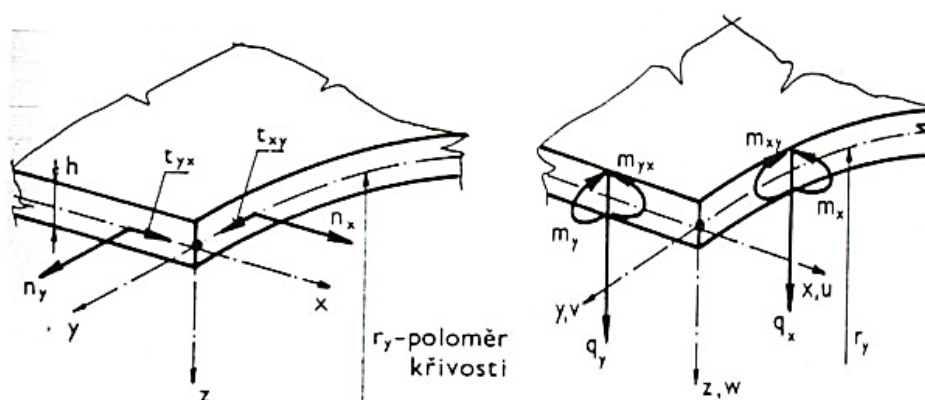
Následovat bude tvorba co nejvýstižnějších modelů konstrukcí, které budou zatěžovány vypočteným zatížením. Modely budou vytvořeny v programu SCIA Engineer. V tomto programu také proběhne výpočet vnitřních sil, na které poté budou dimenzovány nosné konstrukce. Konstrukce budou následně posouzeny dle ČSN EN 1992. Tyto údaje budou uvedeny v páté kapitole.

Součástí diplomové práce je i vypracování základních stavebních výkresů a výkresů navržené výztuže.

2 Skořepiny

Na rozdíl od desek a stěn, jejichž střednicovou plochu tvoří rovina, skořepinové konstrukce jsou specifické oblou střednicovou plochou, která může být zakřivena v jednom nebo obou hlavních směrech. Geometrie je jednoznačně definována tvarem střednicové plochy a tloušťkou skořepiny h v každém místě. Historicky se odvozují od kleneb, avšak díky použití materiálů s vyšší pevností jejich tloušťka může být mnohem menší [3].

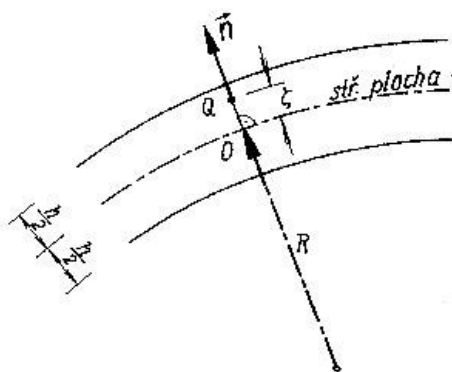
Zakřivení skořepiny má za následek příznivé rozložení vnitřních sil, takže taková konstrukce zvládne přenášet zatížení nad velkými rozpony. Skořepina představuje obecnější typ tenkostěnné konstrukce než je stěna nebo deska; při jejím statickém vyšetřování se setkáme s veličinami charakteristickými pro oba druhy konstrukcí. Normálové a smykové vnitřní síly odpovídají statickému působení stěn; ohybové a krouticí momenty a posouvající síly jsou charakteristické pro desky [4] – obr. 6.



Obrázek 6. Vnitřní síly ve skořepině [3]

2.1 Teorie skořepin

Současná koncepce teorie skořepin vychází z možnosti rozvinout posuny a napětí v mocninové řadě dle parametru ζ , který udává vzdálenost obecného bodu Q od střednicové plochy (viz obr. 7). Pokud v této řadě budou brány v potaz pouze první dva členy (tj. absolutní a lineární vzhledem k ζ), dostaneme tzv. ohybovou teorii skořepin. Tato teorie je obdobou Kirchhoffovy teorie ohybu tenkých desek.



Obrázek 7. Vzdálenost obecného bodu Q od střednicové plochy [4]

Skořepiny, které se označují jako tenké, jsou definovány podmínkou:

$$\frac{h}{R} \ll 1$$

h ... tloušťka skořepiny,

R ... nejmenší poloměr křivosti.

Omezením pouze na absolutní členy mocninného rozvoje, bude řešení nezávislé na ζ a zredukuje se na tzv. membránovou teorii skořepin [4].

Technická teorie tenkých skořepin

Vychází ze dvou Kirchhoffových předpokladů:

1. Normály ke střednicové ploše skořepiny přejdou i po zdeformování opět v normály, ale v normály ke zdeformované střednicové ploše. Vzdálenost bodů ležících na této normále se po deformaci skořepiny nezmění.
2. Normálové napětí σ_n , které je orientované ve směru normály ke střednicové ploše, je oproti složkám působícím rovnoběžně se střednicovou plochou zanedbatelné.

Dalším předpokladem je konstantní tloušťka skořepiny h . Řešení pak bude jak geometricky, tak fyzikálně lineární [3].

Membránová teorie tenkých skořepin

Jestliže tvar skořepiny, způsob podepření i charakter zatížení vede k vnitřním silám, jejichž výslednice leží ve většině bodů skořepiny v tečné rovině ke střednicové ploše, pak napjatost a přetvoření jsou nezávislé na proměnné ζ a mohou být vyšetřovány pomocí membránové teorie. Ohybové účinky jsou v tomto případě podružné. Pokud v konstrukci dojde k membránovému stavu, statické řešení je snazší a působení skořepiny je pak velmi efektivní z hlediska tuhosti a únosnosti [4].

Poruchy membránové napjatosti

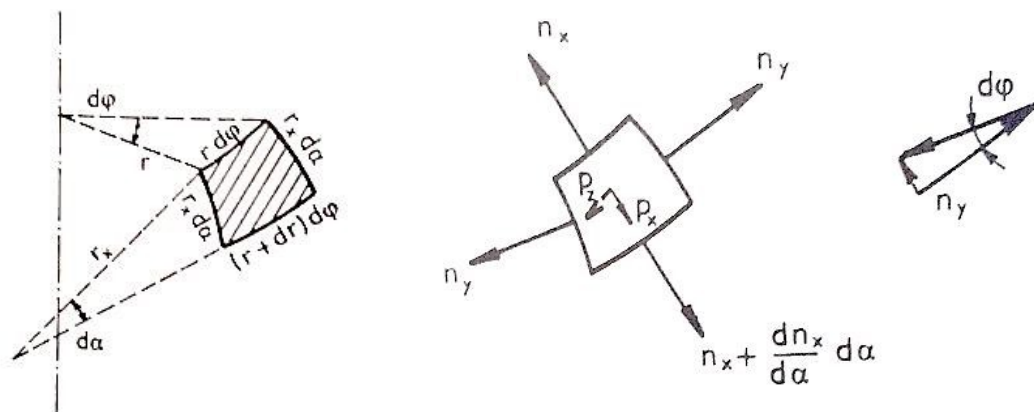
Ohybové účinky se většinou projevují pouze lokálně jako důsledek Saint-Venantova principu. Takový případ bývá označován jako porucha membránové napjatosti. Za předpokladu, že střednicová plocha bude rozdělena na suboblasti, ve kterých jsou spojitě funkce, které charakterizují geometricko-fyzikální vlastnosti skořepiny i způsob jejího zatížení; je třeba doplnit podmínky spojitosti deformací na společných hranicích mezi suboblastmi. V těchto podmínkách se kromě tečných posunů u_1 a u_2 vyskytují i složky natočení normál ϑ_1 a ϑ_2 a průhyb w ; tedy parametry, které nelze v membránové teorii předepsat. V okolí uvažovaných hraničních křivek mezi suboblastmi se tedy objeví ohybové účinky. Tyto hraniční křivky se nazývají křivky poruch membránové napjatosti. [4]

Na základě Saint-Venantova principu lze konstatovat, že membránová teorie vystihuje stav napjatosti skořepiny pouze v dostatečné vzdálenosti od křivek poruch – okraje skořepiny; zlomy ve střednicové ploše; skokové změny křivosti střednicové plochy; křivky, podél kterých se mění skokem tuhost skořepiny; křivky nespojitosti zatížení či jejich derivací. [4]

Vyšetřování poruch membránových napjatostí probíhá ve dvou krocích - nejprve je skořepina řešena podle membránové teorie. Toto řešení vyhovuje pouze některým okrajovým podmínkám, tudíž jej považujeme za přibližný partikulární integrál obecného problému. Ve druhém kroku je třeba vyřešit homogenní soustavu diferenciálních rovnic ohybové teorie, ve které uvažujeme složky zatížení p_1 , p_2 , p_3 rovny nule. Tímto získáme úplné řešení vyhovující všem okrajovým podmínkám. [4]

Vnitřní síly a podmínky rovnováhy rotačně souměrných skořepin

V membránovém stavu bereme v potaz pouze vnitřní síly v rovině tečné - n_x, n_y (meridiánové a rovnoběžkové). K získání těchto sil lze sestavit podmínky rovnováhy na prvku ohraničeném dvěma meridiány a rovnoběžkami – obr. 8. Plochu prvku lze určit jako $dA = rd\varphi r_x d\alpha$.



Obrázek 8. Určení vnitřních sil na elementu [3]

Podél bočních stěn prvku působí síly n_x a n_y , dále pak složky zatížení p_x a p_z . Silová podmínka ve směru tečny k meridiánu je vyjádřena rovnicí 2.1 a podmínka ve směru tečny ke střednicové ploše rovnicí 2.2.

$$\left(n_x + \frac{dn_x}{d\alpha}\right)(r + dr)d\varphi - n_x r d\varphi - n_y r_x d\alpha d\varphi \cos\alpha + p_x r d\varphi r_x d\alpha = 0 \quad (2.1)$$

$$n_x r d\varphi d\alpha + n_y r_x d\alpha d\varphi \sin\alpha + p_z r d\varphi r_x d\alpha = 0 \quad (2.2)$$

Úpravou těchto rovnic a využitím vztahu 2.3 lze zjednodušit rovnice na tvary 2.4 a 2.5.

$$r_y = \frac{r}{\sin\alpha} \quad (2.3)$$

$$\frac{d}{d\alpha}(n_x r) - n_y r_x \cos\alpha + p_x r r_x = 0 \quad (2.4)$$

$$\frac{n_x}{r_x} + \frac{n_y}{r_y} + p_z = 0 \quad (2.5)$$

Rovnici 2.4 je možné nahradit podmínkou rovnováhy vrchlíku bání v řezu daném úhlem α – jestliže je výslednice působící nad kruhem o poloměru r rovna Q , pak z podmínky rovnováhy ve směru z plyne:

$$2\pi r n_x \sin \alpha + Q = 0 \quad (2.6)$$

Po dosazení do rovnice 2.5 lze odvodit závěrečné rovnice pro tečnou a normálovou sílu:

$$n_x = -\frac{Q}{2\pi r \sin \alpha} \quad (2.7)$$

$$n_y = -\frac{Q}{2\pi r_x \sin^2 \alpha} - p_z r_y \quad (2.8)$$

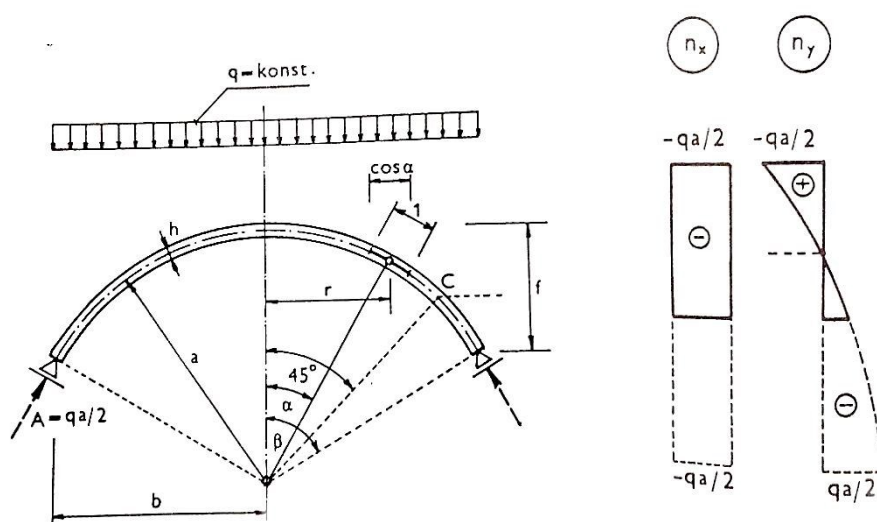
Úloha je tedy staticky určitá, uvedené vztahy platí ovšem pouze pokud jsou splněny podmínky pro vznik membránového stavu napjatosti – vnější síly na okraji musí působit ve směru tečny k meridiánu, tzn. okraj musí být podepřen kluzně. [3]

2.2 Výpočet základních případů rotačně souměrných skořepin

Pro prověření výpočetního postupu programu Scia Engineer byly vybrány příklady ze skript [3], které budou vypočítány dle odvozených vztahů a následně vymodelovány v uvedeném programu. Výsledky budou porovnány.

1. Kulová bání plně rovnoměrně zatížena po ploše půdorysu

Zadání:



Obrázek 9. Zadání příkladu a předpokládaný průběh vnitřních sil [3]

Pro účel příkladu bylo zvoleno:

$$a = 6m, \quad q = 10 \text{ kN/m}^2.$$

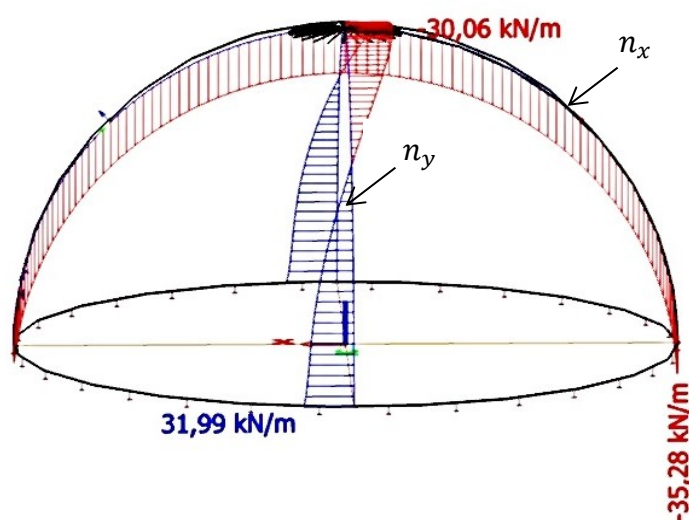
Výpočet:

$$n_x = \frac{Q}{2\pi r \sin \alpha} = \frac{q\pi a^2 \sin^2 \alpha}{2\pi(a \sin \alpha) \sin \alpha} = -\frac{1}{2}qa = -\frac{1}{2}10 \cdot 6 = -30 \text{ kN/m}$$

$$n_y = \frac{q\pi a^2 \sin^2 \alpha}{2\pi a \sin^2 \alpha} - qa \cos^2 \alpha = \left(\frac{1}{2} - \cos^2 \alpha\right) qa$$

$$n_{y\alpha=0} = \left(\frac{1}{2} - \cos^2 0\right) 10 \cdot 6 = -30 \text{ kN/m}$$

$$n_{y\alpha=90} = \left(\frac{1}{2} - \cos^2 90\right) 10 \cdot 6 = 30 \text{ kN/m}$$



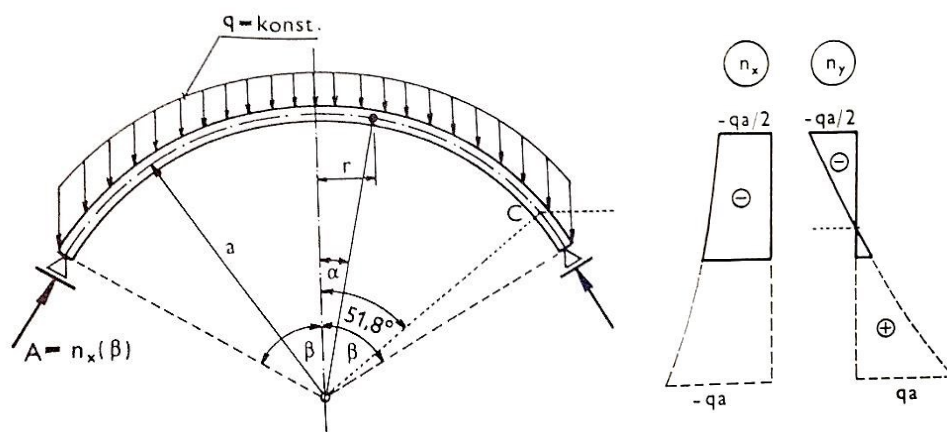
Obrázek 10. Průběhy vnitřních sil na kulové báni zatížené rovnoměrně pro půdorysu
v programu SCIA Engineer [autor]

Tabulka 1. Srovnání vnitřních sil – příklad 1.

α	n_x [kN/m]		n_y [kN/m]	
	Výpočet	SCIA	Výpočet	SCIA
0	-30	-30,06	-30	-30
30	-30	-29,99	-15	-15,03
60	-30	-30,7	15	15
90	-30	-35,28	30	31,99

2. Kulová bář zatížena vlastní tíhou

Zadání:



Obrázek 11. Zadání příkladu a předpokládaný průběh vnitřních sil [3]

Pro účel příkladu bylo zvoleno:

$$a = 6\text{ m}, \quad q = 10\text{ kN/m}^2.$$

Výpočet:

$$n_x = -\frac{q\pi a^2(1 - \cos \alpha)}{2\pi(a \sin \alpha) \sin \alpha} = -\frac{1 - \cos \alpha}{\sin^2 \alpha} qa = -\frac{1}{1 + \cos \alpha} qa$$

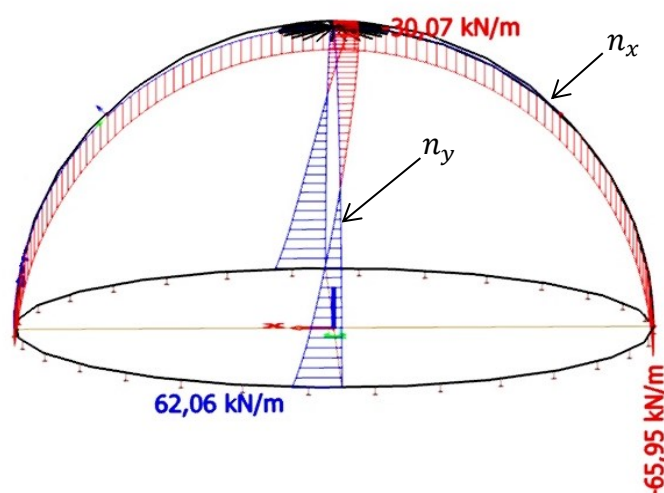
$$n_{x\alpha=0} = -\frac{1}{1 + \cos 0} 10 \cdot 6 = -30\text{ kN/m}$$

$$n_{x\alpha=90} = -\frac{1}{1 + \cos 90} 10 \cdot 6 = -60\text{ kN/m}$$

$$n_y = \frac{q\pi a^2(1 - \cos \alpha)}{2\pi a \sin^2 \alpha} - qa \cos^2 \alpha = \left(\frac{1}{(1 + \cos \alpha)} - \cos \alpha \right) qa$$

$$n_{y\alpha=0} = \left(\frac{1}{(1 + \cos 0)} - \cos 0 \right) 10 \cdot 6 = -30\text{ kN/m}$$

$$n_{y\alpha=90} = \left(\frac{1}{(1 + \cos 90)} - \cos 90 \right) 10 \cdot 6 = 60\text{ kN/m}$$



Obrázek 12. Průběhy vnitřních sil na kulové báni zatížené vlastní tíhou v programu SCIA Engineer [autor]

Tabulka 2. Srovnání vnitřních sil – příklad 2.

α	n_x [kN/m]		n_y [kN/m]	
	Výpočet	SCIA	Výpočet	SCIA
0	-30	-30,7	-30	-30,07
30	-32,15	-31,92	-19,81	-19,84
60	-40	-37,37	10	10,00
90	-60	-65,95	60	62,06

Závěr

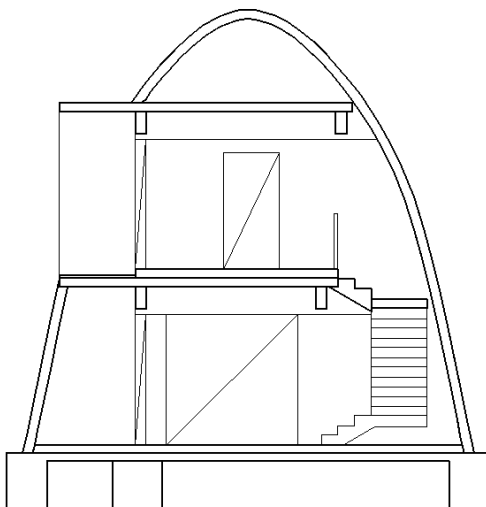
Průběhy vnitřních sil se shodují, hodnoty vnitřních sil jsou ve výpočetním programu mírně odlišné. Při vykreslování vnitřních sil v programu je nutné dbát na správné určení os v lokální soustavě prvku; je zvykem sílu po výšce označovat jako n_x a sílu po šířce jako n_y ; SCIA je označuje v lokálním systému naopak. Je tedy vhodné vytvořit si vlastní souřadný systém.

3 Popis objektu

Ing. Arch. Oldřicha Bělina při zpracování vycházel z podmínek zadaných soutěží. Vytvořil objekt, který poskytne komfortní zázemí čtyřčlenné rodině. Půdorys domu tvoří jednoduchý tvar obdélníka o rozměrech 8,1x21 m, výška objektu je 7,9 m. V prvním nadzemním podlaží se nachází společné místnosti – kuchyň s jídelnou, obývací pokoj, hala se vstupem na terasu a schodištěm, koupelna a šatna. Část prostoru prvního podlaží je vyčleněna pro parkovací stání. Druhé patro už je veskrze rodinné, je zde umístěna ložnice rodičů a pokoje pro děti. Architektonický návrh je uveden v příloze č. 1.

Střešní plášť je tvořen dlouhou válcovou železobetonovou skořepinou o malé konstrukční tloušťce. Ostatní vertikální a horizontální konstrukce jsou též navrženy železobetonové, dělicí příčky jsou sádkartonové.

Cílem této práce je navrhnout a posoudit konstrukci válcové skořepiny a vybrané konstrukce stropní desky, trámu a stěny (pilíře).

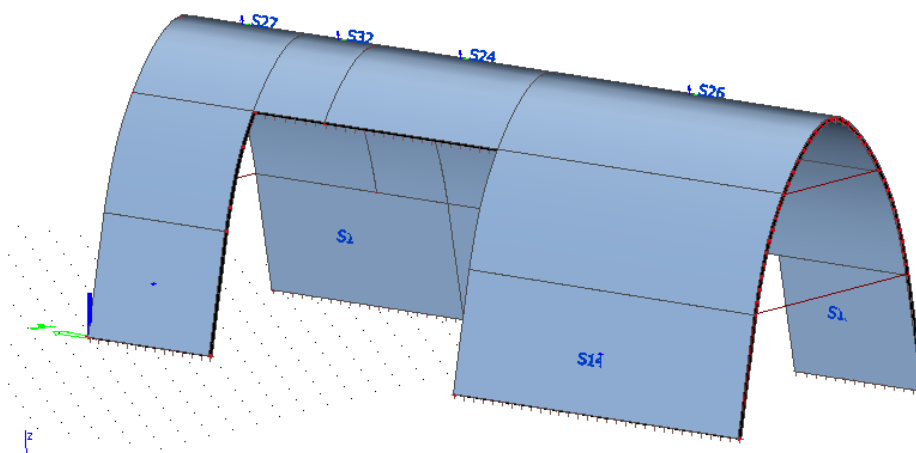


Obrázek 13. Příčný řez budovou [autor]

Skořepina

Válcovitá skořepinová konstrukce o rozměrech 8,1 x 21 m a výšce 7,9 m je předběžně navržena s tloušťkou 0,14 m. Model (obr. 14) je vytvořen v programu Scia Engineer jako

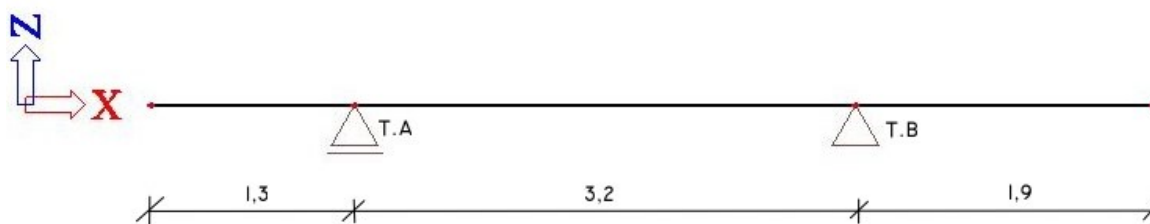
prostorová skořepina vetknutá v úrovni základů a podepřená po výšce v úrovni stěn. Výpočetní model bude detailněji rozebrán v kapitole 5.6.



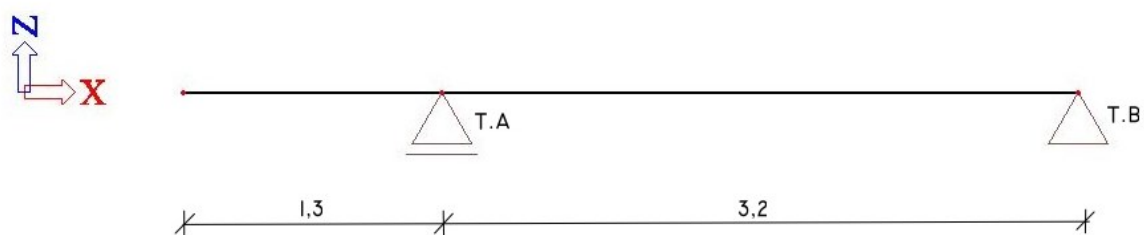
Obrázek 14. 3D model skořepiny [autor]

Stropní desky

V objektu se nachází dvě stropní desky tloušťky 0,2 m, stropní deska nad prvním nadzemním podlažím má rozměry 6,3 x 20 m, nachází se v ní schodišťový otvor a tvoří i částečné zastřešení terasy. Stropní deska nad druhým nadzemním podlažím má rozměr 4x20 m, převislý konec desky zastřešuje lodžii. V této práci bude navržena a posouzena stropní deska nad 1. N.P. Výpočtové modely jsou uvedeny na obrázcích, jedná se o prosté nosníky s převislými konci, stropní deska na obr. 16 je v místech otvoru pro schodiště.



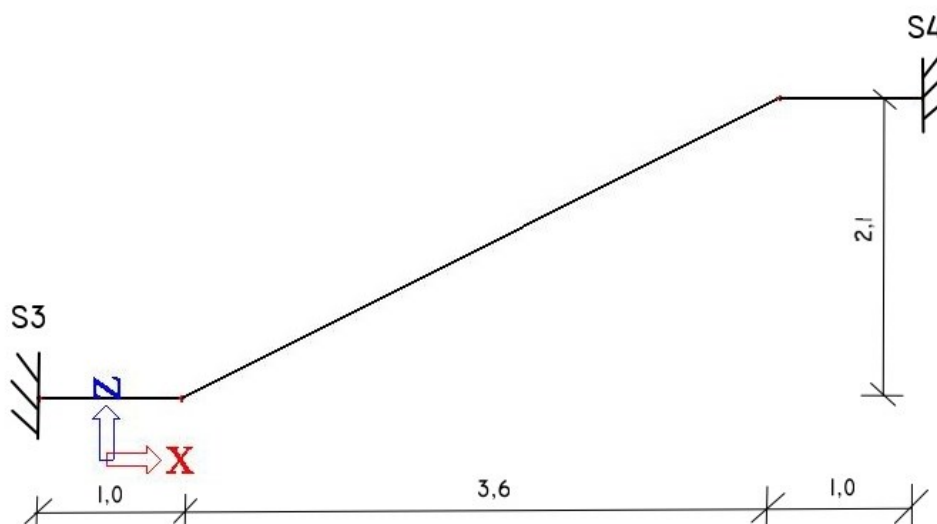
Obrázek 15. Model desky v objektu [autor]



Obrázek 16. Model desky v objektu u schodišťového otvoru[autor]

Schodiště

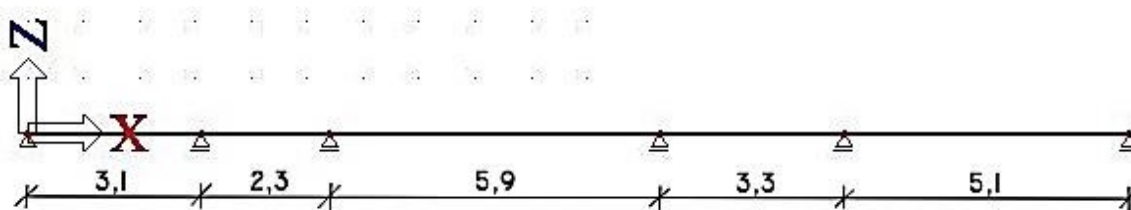
Schodiště spojuje dvě nadzemní podlaží, je tvořeno 18 stupni o rozměrech 0,175x0,3x1m; prostor pro něj vyčleněný má rozměry 5,6 x 1,9m (v nejužším místě), výškový rozdíl desek je 3,15 m. Tvar schodiště byl v rámci této práce oproti architektonickému návrhu zjednodušen. Schodišťová lomená deska tloušťky 0,16 m bude vetknuta do ohraničujících stěn S3 a S4 tloušťky 0,3 m; nástupní a výstupní schodišťová ramena jsou tvořena krátkými prostými nosníky, které jsou umístěny kolmo k lomenému nosníku v místě podest; tyto nosníky nebudou při výpočtu brány v potaz. Výpočtový model lomeného nosníku je uveden na obrázku 17.



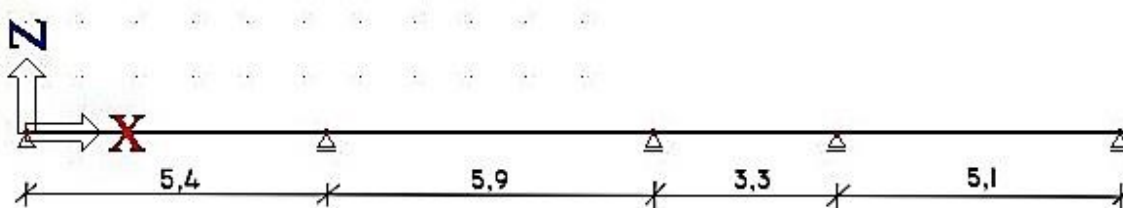
Obrázek 17. Model schodišťové desky[autor]

Trámy

Trámy o rozměrech 0,2 x 0,4 m tvoří podporu deskám, jsou umístěny v objektu podélně. V práci budou navrženy a posouzeny trámy nad 1. N.P., označeny jako trámy T.A a T.B. Výpočtové modely jsou zobrazeny na obrázku 18 a 19, jedná se o spojitý nosník.



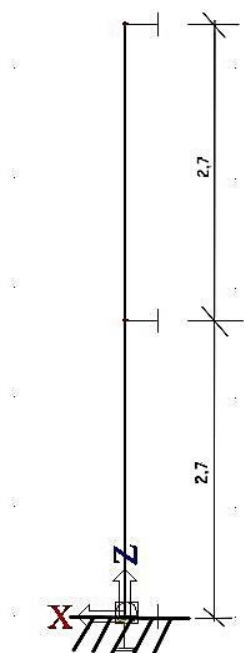
Obrázek 18. Model trámu T.A [autor]



Obrázek 19. Model trámu T.B [autor]

Stěny a pilíře

V objektu jsou umístěny nosné stěny tloušťky 0,3 m v příčném směru, stěny S1, S4 a S6 tvoří podpory skořepině po celé výšce konstrukce. V této práci bude posouzen pilíř S3-A o rozměrech 0,45x0,3x2,7m podporující trám T.A., vetknutý v úrovni základů a posuvně podepřen v úrovni stropních desek. Výpočtový model je uveden na obrázku 20.



Obrázek 20. Model pilíře [autor]

Základy

Založení objektu je navrženo pomocí základových pásů. Navrženy a posouzeny budou pásy podporující skořepinu.

4 Stanovení zatížení

Tato kapitola bude věnována stanovení zatížení, která působí na budovu a ovlivňují návrh konstrukcí. Zatížení se dělí na stálá a proměnná, přičemž stálá se týkají sil, které trvale působí na objekt (tíha stavebních materiálů a trvalých objektů), proměnná pak sil, které působí na objekt jen v různých časových intervalech (tíha strojů a zařízení, dlouhodobé teplotní účinky od provozu a klimatických změn, tíha osob a nábytku, zatížení sněhem a větrem, seismické účinky apod.). Veškerá zatížení budou stanovena dle normy ČSN EN 1991[5]. Výstavba nebyla prozatím realizována, pro účel práce byl objekt fiktivně umístěn do města Zlín.

Stálá a ostatní stálá zatížení

Stálá zatížení jsou určena vlastní tíhou nosných a nenosných prvků, program SCIA Engineer je schopen zatížení vlastní tíhou generovat sám po zadání vlastností prvku. Ostatní stálá zatížení jsou například tíha střešního pláště, podlahy, podhledu atd.; tato zatížení jsou blíže specifikována u návrhu každé konstrukce v následující kapitole.

Užitná zatížení

Objekt je klasifikován jako rodinný dům, je tudíž zatížen do kategorie A dle normy [5]. Bude uvažováno se zatížením 2 kN/m^2 na stropní konstrukce a schodiště, 3 kN/m^2 na balkon.

Zatížení přemístitelnými příčkami

V objektu se nachází lehké příčky, bude tedy uvažováno se zatížením přemístitelnými příčkami s vlastní tíhou do $3\text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ a charakteristickou hodnotou zatížení $q_k = 1,2\text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$.

Užitné zatížení střešního pláště

Střecha je nepřístupná, proto byla zařazena do kategorie H: střechy nepřístupné s výjimkou běžné údržby a oprav s charakteristickou hodnotou zatížení $q_k = 0,75 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$.

Zatížení sněhem

Zatížení sněhem je ovlivněno tvarem střechy, tepelnými vlastnostmi střechy, drsností povrchu střechy, množstvím tepla vznikajícího pod střechou, vzdáleností od okolních staveb, okolním terénem a místními klimatickými poměry. Ve výpočtovém modelu je uvažováno se zatížením od nenavátého i navátého sněhu a to pouze na části desky, která tvoří zastřešení terasy a balkonu. Na samotné skořepině není zatížení sněhem uvažováno, protože uhel skořepiny je 78° , tudíž dle normy je součinitel μ_3 roven nule (pro $\beta \geq 60^\circ$).

• Zatížení nenavátým sněhem

Zatížení nenavátým sněhem na střechách se pro trvalé návrhové situace stanoví dle vztahu (4.1), předpokládá se, že působí svisle, a vztahuje se k půdorysné ploše střechy.

$$s_{k1} = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (4.1)$$

μ_1 ... tvarový součinitel závisející na sklonu střechy ($\alpha = 76^\circ$),

s_k ... sněhová oblast [6],

C_e ... součinitel expozice pro normální typ krajiny,

C_t ... tepelný součinitel pro $\lambda < 1,0 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-1}$.

Výpočet zatížení sněhem na části desky, která zastřešuje terasu:

$$s_{k1} = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,88 = 0,704 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

• Zatížení navátým sněhem

Zatížení navátým sněhem se stanoví dle vztahu (4.1), ale liší se tvarové součinitele.

$\mu_1 = 0,8$ (za předpokladu, že nižší střecha je plochá),

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w, \quad (4.2)$$

μ_s ... tvarový součinitel zohledňující sesuv sněhu z horní střechy,

$$\mu_s = 0,5 \mu_1 = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4.$$

μ_w ... tvarový součinitel zatížení sněhem zohledňující působení větru

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2h} \leq \frac{\gamma h}{s_k}, \quad (4.3)$$

b_1 ... šířka přilehlé konstrukce,

b_2 ... šířka uvažované konstrukce,

h ... výška přilehlé konstrukce nad uvažovanou konstrukcí,

γ ... objemová tíha sněhu.

Výpočet zatížení navátým sněhem na balkoně:

$$\mu_w = \frac{8,1 + 1,5}{2 \cdot 4,7} = 1,02 \leq \frac{2 \cdot 4,7}{0,704} = 10,68$$

$$\mu_2 = 0,4 + 1,02 = 1,42.$$

Délka návěje je určena vztahem:

$$l_s = 2 \cdot h, \quad (4.4)$$

$$l_s = 2 \cdot 4,7 = 9,4 \text{ m}.$$

Jelikož je ale délka střechy nad terasou pouze 1,3 m, je potřeba krajní hodnotu součinitele získat interpolací: $\mu_{wx} = 1,32$.

Výpočet zatížení sněhem na zastřešení terasy:

$$s_{k1} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1,42 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,88 = 1,25 \frac{kN}{m^2},$$

$$s_{kx} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 1,32 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,88 = 1,16 \frac{kN}{m^2}.$$

Zatížení větrem

Zatížení větrem je spočítáno dle postupu uvedeného v normě [5].

Základní rychlost větru je dána vztahem (4.5).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \quad (4.5)$$

$v_{b,0}$... referenční rychlost větru,

c_{dir} ... součinitel směru větru,

c_{season} ... součinitel ročního období.

Výpočet základní rychlosti větru:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 22,5 = 22,5 \frac{m}{s}.$$

Určení referenčních výšek bylo provedeno taktéž dle normy [5], která říká, že pokud je délka čelní strany b větší nebo rovna výšce budovy h , pak referenční výška pro vnější tlak $z_e = h$ a zatížení větrem je konstantní.

$$b = 8,1 \text{ m} \geq h = 7,9 \text{ m} \rightarrow z_e = h = 7,9 \text{ m},$$

$$q_p(z) = q_p(z_e) = konst.$$

Dále je třeba ověřit podmínku, která stanovuje minimální výšku budovy z_{min} .

$$z = 7,9 \text{ m} \geq z_{min} = 5 \text{ m}.$$

Tato podmínka vyhovuje.

Součinitel terénu se spočte dle vztahu (4.6).

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}, \quad (4.6)$$

z_0 ... parametr drsnosti terénu (pro městskou oblast),

$z_{0,II}$... 0,05 m.

Výpočet součinitele terénu:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215.$$

Součinitel drsnosti lze vyjádřit rovnicí (4.7).

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (4.7)$$

Výpočet součinitele drsnosti:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,234 \cdot \ln\left(\frac{7,9}{0,3}\right) = 0,705$$

Výpočet charakteristické rychlosti větru popisuje rovnice (4.8).

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b, \quad (4.8)$$

$c_0(z)$... součinitel ortografie,

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,705 \cdot 1,0 \cdot 22,5 = 15,86 \frac{m}{s}.$$

Charakteristický maximální dynamický tlak vyjadřuje rovnice (4.9)

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2, \quad (4.9)$$

$I_v(z)$... intenzita turbulence:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{7,9}{0,3}\right)} = 0,305,$$

k_I ... součinitel turbulence,

ρ ... hustota větru:

$$\rho = 1,25 \frac{kg}{m^3}.$$

Výpočet charakteristického maximálního dynamického tlaku:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 = [1 + 7 \cdot 0,305] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 15,86^2$$

$$q_p(z) = 0,493 \frac{kN}{m^2}.$$

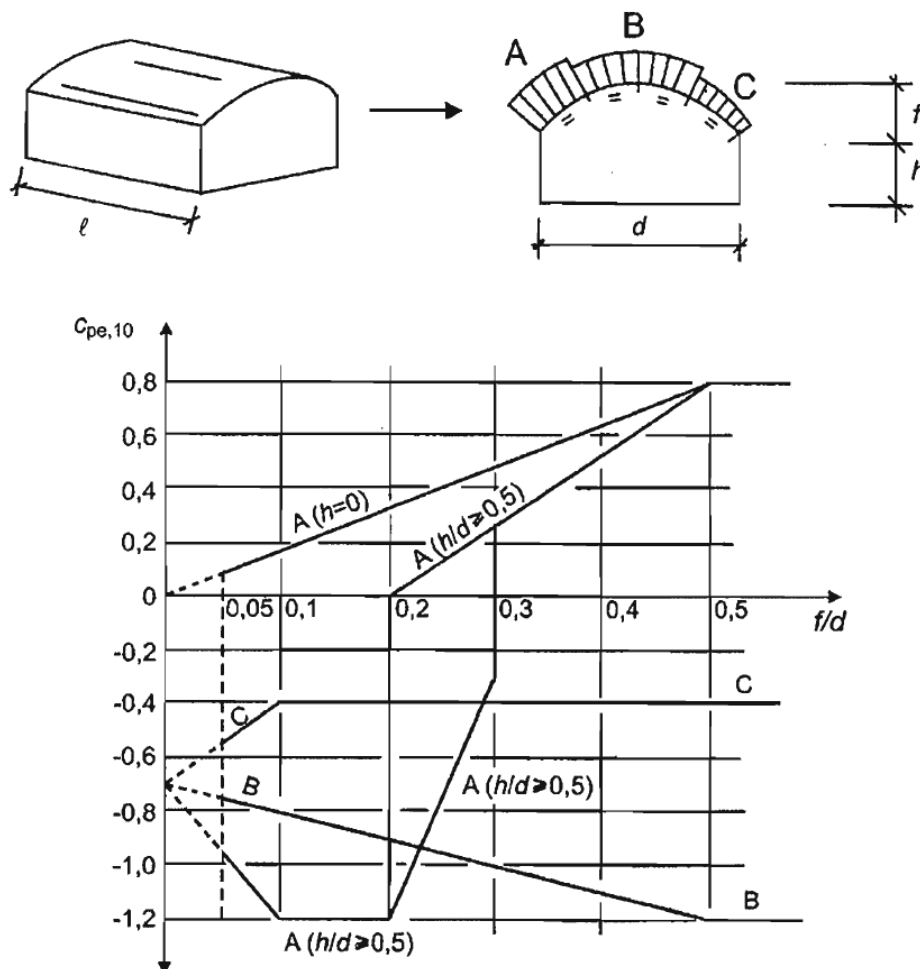
Tlak větru na konstrukci se stanoví podle rovnice (4.10).

$$w_k = q_p(z) \cdot (c_{pe} - c_{pi}), \quad (4.10)$$

c_{pe} ... součinitel vnějšího tlaku dle normy [5], závisí na poměru výšky h a šířky budovy b a na ploše vystavené působení větru,

c_{pi} ... součinitel vnitřního tlaku dle normy [5].

Plocha vystavená větru je větší než 10 m^2 , proto bude použit součinitel vnějšího tlaku $c_{pe,10}$. Pro klenbové střechy a kopule norma udává doporučené hodnoty součinitelů, viz obr. 21.



Obrázek 21. Doporučené hodnoty součinitelů vnějšího tlaku c_{pe} pro klenbové střechy s pravoúhlým půdorysem [5]

Dle obr. 21 byly vybrány součinitele:

$$c_{pe,10 A} = 0,8 \text{ (tlak),}$$

$$c_{pe,10 B} = -1,2 \text{ (sání),}$$

$$c_{pe,10 C} = -0,4 \text{ (sání).}$$

Pro výpočet tlaku větru na stěny byly vybrány součinitele na základě poměru výšky a šířky stěny, která je vystavena větru:

$$\frac{h}{d} = \frac{7,9}{8,1} = 0,97,$$

$$c_{pe,10 D} = 0,8,$$

$$c_{pe,10 E} = -0,5.$$

Výsledné tlaky větru jsou uvedeny v tabulce 3.

Tabulka 3. Výsledné tlaky větru na konstrukci.

	c_{pi} -0,3	c_{pi} 0,2
w_{kA}	0,542 kN/m^2	0,296 kN/m^2
w_{kB}	-0,444 kN/m^2	-0,690 kN/m^2
w_{kC}	-0,049 kN/m^2	-0,296 kN/m^2
w_{kD}	0,542 kN/m^2	0,296 kN/m^2
w_{kE}	-0,099 kN/m^2	-0,345 kN/m^2

4.1 Zatěžovací stavy a jejich kombinace

Zatěžovací stavy působící na jednotlivé konstrukce a výsledné vnitřní síly, včetně maximální kombinace zatěžovacích stavů, jsou uvedeny v následujících kapitolách. Stanovení zatížení bylo provedeno v předchozí kapitole. Výpočet byl proveden v programu Scia Engineer, který je schopen dle Eurokódu [7] určit i maximální kombinaci zatížení, přesto je vhodné zde uvést, jak jsou tyto kombinace vytvořeny.

Jestliže shromáždíme veškeré zatěžovací stavy, je třeba se zamyslet, které z nich budou na konstrukci působit současně. Se zvyšujícím se počtem zatěžovacích stavů, klesá pravděpodobnost současného působení. Zmenšení pravděpodobnosti výskytu zatěžovacího stavu se provádí součinitelem kombinace ψ . [8]

Účinky zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace jsou dle Eurokódu [7] obecně vyjádřeny vztahem (3.8).

$$E_d = \gamma_{sd} \cdot E \{ \gamma_{g,j} \cdot G_{k,j}; \gamma_P \cdot P; \gamma_{q,1} \cdot Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \} \quad (4.11)$$

$$j \geq 1; i \geq 1,$$

kde $G_{k,j}$ označuje stálé zatížení, P zatížení od předpětí, $Q_{k,1}$ hlavní proměnné zatížení a $Q_{k,i}$ vedlejší proměnná zatížení. Tato zatížení jsou násobena příslušnými dílčími součiniteli a součiniteli kombinace.

Kombinace zatížení může být vyjádřena vztahem (4.12) nebo jako méně příznivá kombinace z výrazů (4.13) a (4.14).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_P \cdot P "+" \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.12)$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_P \cdot P "+" \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.13)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} "+" \gamma_P \cdot P "+" \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.14)$$

kde “+” značí „kombinovaný s“; Σ „kombinovaný účinek“; ξ je redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G [7].

Program Scia Engineer využívá vztahy (4.13) a (4.14), respektive (6.10a) a (6.10b) z normy [7] o zásadách navrhování konstrukcí.

5 Modelování konstrukcí, výpočet vnitřních sil, posouzení

V této kapitole budou postupně uvedeny zatěžovací stavy působící na jednotlivé konstrukce, vypočtené maximální vnitřní síly a podrobně provedeno posouzení vybraného prvku. Veškeré vzorce a výpočetní postupy jsou čerpány z normy ČSN EN 1992 [9].

5.1 Materiálové charakteristiky

Pro konstrukce byl zvolen beton C30/37 a výztuž B500B, pro základy bude použit beton C20/25. Materiálové charakteristiky jsou uvedeny v tabulce 4.

Tabulka 4. Materiálové charakteristiky betonu C30/37, C20/25 a oceli B500B [9].

Charakteristiky betonu dle EN 1992-1-1, EN 1992-2 pevnostní třída		C30/37 -
γ_c	objemová tíha	25 kN/m ³
$\gamma_{c,wet}$	tíha (neztvrdlý stav)	26 kN/m ³
μ_c	poissonův součinitel (bez porušení trhlinami)	0,2 -
$\mu_{c,cr}$	poissonův součinitel (s porušením trhlinami)	0,0 -
$f_{c,k}$	char. válcová pevnost v tlaku (28 dní)	30 MPa
$f_{c,k,cube}$	char. krychelná pevnost v tlaku (28 dní)	37 MPa
$f_{c,m}$	průměrná pevnost v tlaku (28 dní)	38 MPa
$f_{c,tm}$	průměrná pevnost v tahu (28 dní)	2,9 MPa
$f_{c,tk\ 0,05}$	char. pevnost v tahu (5% kvantil)	2,0 MPa
$f_{c,tk\ 0,95}$	char. pevnost v tahu (95% kvantil)	3,8 MPa
γ_c	dílčí součinitel materiálu	1,5 -
$f_{c,d}$	návrhová pevnost v tlaku	20,0 MPa
$f_{c,t,d}$	návrhová pevnost v tahu	1,933 MPa
E_{cm}	sečnový modul pružnosti (28 dní)	33 GPa
Charakteristiky betonu dle EN 1992-1-1, EN 1992-2 pevnostní třída		C20/25 -
γ_c	objemová tíha	25 kN/m ³
$\gamma_{c,wet}$	tíha (neztvrdlý stav)	26 kN/m ³
μ_c	poissonův součinitel (bez porušení trhlinami)	0,2 -
$\mu_{c,cr}$	poissonův součinitel (s porušením trhlinami)	0,0 -
$f_{c,k}$	char. válcová pevnost v tlaku (28 dní)	20 MPa
$f_{c,k,cube}$	char. krychelná pevnost v tlaku (28 dní)	25 MPa
$f_{c,m}$	průměrná pevnost v tlaku (28 dní)	28 MPa
$f_{c,tm}$	průměrná pevnost v tahu (28 dní)	2,2 MPa
$f_{c,tk\ 0,05}$	char. pevnost v tahu (5% kvantil)	1,5 MPa
$f_{c,tk\ 0,95}$	char. pevnost v tahu (95% kvantil)	2,9 MPa
γ_c	dílčí součinitel materiálu	1,5 -
$f_{c,d}$	návrhová pevnost v tlaku	13,33 MPa
$f_{c,t,d}$	návrhová pevnost v tahu	1,467 MPa
E_{cm}	sečnový modul pružnosti (28 dní)	29 GPa

Charakteristiky betonářské výztuže dle EN 1992-1-1, EN 1992-2 pevnostní třída		B500B -
γ_s	objemová tíha	7,85 kN/m ³
μ_s	poissonův součinitel	0,200 -
Mod	třída tažnosti	B -
$f_{y,k}$	charakteristická mez kluzu	500 MPa
$f_{t,k}$	charakteristická mez pevnosti v tahu	540 MPa
$k_{y,k}$	charakteristická tažnost	1,080 -
γ_s	dílčí součinitel materiálu	1,15 -
$f_{y,d}$	návrhová mez kluzu	434,8 MPa
E_s	modul pružnosti	200 GPa

5.2 Návrh a posouzení stropní desky nad 1.NP

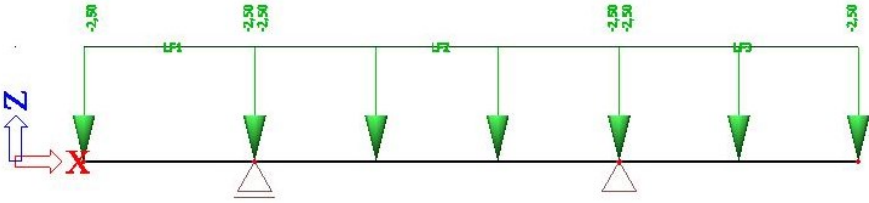
Stropní deska tloušťky 0,2 m je modelována jako prostý nosník s převislými konci (viz obr. 15. a 16.), deska typu B se vyskytuje v části, kde se nachází otvor pro schodiště a její převislý konec délky 1,3m tvoří zastřešení terasy, zbývající část konstrukce je tvořena deskou typu A.

Zatížení a vnitřní síly

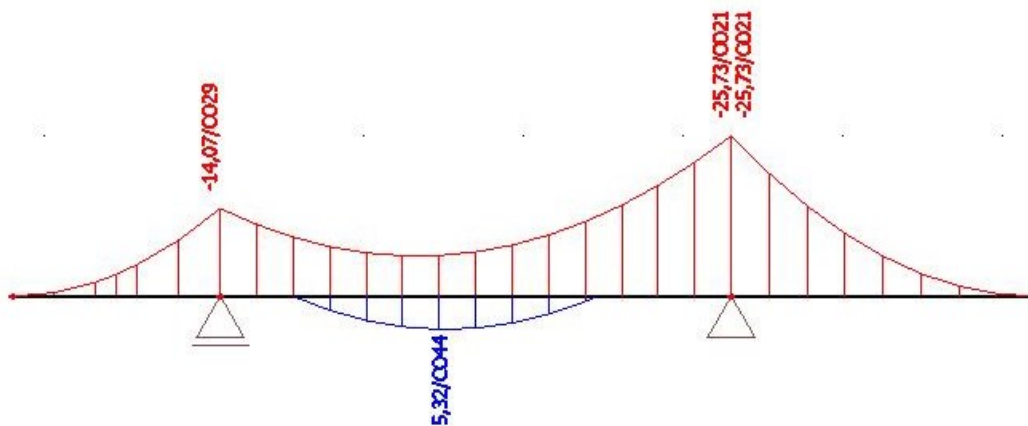
Stálá zatížení:	p_k [kN/m]	γ_s	p_d [kN/m]
Podlahová konstrukce	2,5	1,35	1,8009
Vlastní tíha, tl. desky 200 mm	4	1,35	5,4
Podhled	0,5	1,35	0,675
Proměnná zatížení:			
Kat. A	2	1,5	3
Přemístitelné příčky	1,2	1,5	1,8
Balkon	3	1,5	4,5
Nenavátý sníh	0,7	1,5	1,05
Navátý sníh	1,25 ~ 1,16	1,5	1,88 ~ 1,74

Všechna tato zatížení byla aplikována na výpočetní modely stropní desky v programu SCIA Engineer, jednotlivé zatěžovací stavy na desce typu A jsou uvedeny v tabulce 5 (deska typu B byla zatěžována stejným způsobem), největší vnitřní síly jsou uvedeny na obrázku 22 a 23.

Tabulka 5. Zatěžovací stavy na desce A.

Zatěžovací stav	
Stálé zatížení	

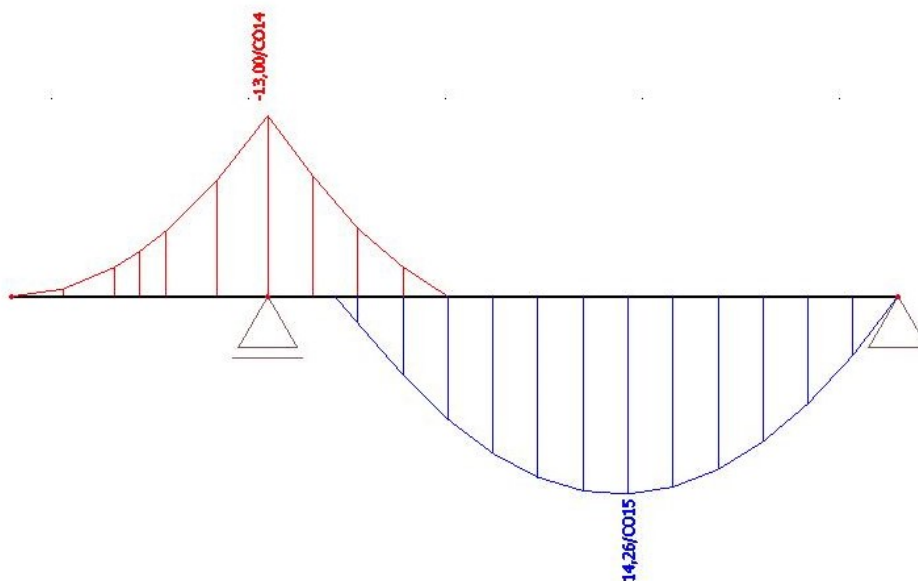
Užitné 1	
Užitné 2	
Přemístitelné příčky 1	
Přemístitelné příčky 2	
Navátý sníh	
Nenavátý sníh	



Obrázek 22. Maximální momenty na stropní desce A [autor]

$$M_{Ed+} = 5,32 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed-} = -25,73 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 23. Maximální momenty na stropní desce B [autor]

$$M_{Ed+} = 14,25 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed-} = -13,00 \text{ kNm/m}$$

Krytí výztuže

Předběžný návrh průměru výztuže $\phi = 10\text{mm}$.

Konstrukce je zařazena do konstrukční třídy S4; XC1 – beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu, beton trvale ponořen do vody.

minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti $c_{min,b} = \phi = 10mm$,

minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí $c_{min,dur} = 15mm$,

přídavná bezpečnostní složka $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 mm$,

redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli $\Delta c_{dur,st} = 0 mm$,

redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany $\Delta c_{dur,add} = 0 mm$,

$$\text{krycí vrstva } c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = 10 mm \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} = 15 mm \\ 10 mm \end{array} \right\} = 15 mm,$$

přídavná návrhová odchylka $\Delta c_{dev} = 10 mm$,

nominální krycí vrstva:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 mm.$$

Krytí horní i dolní výztuže desky navrženo 25 mm.

Návrh plochy horní výztuže

Průměr výztuže: $\phi = 10 mm$,

Vzdálenost k dolnímu okraji:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 200 - 25 - \frac{10}{2} = 170 mm.$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}^-}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{25,73}{0,9 \cdot 0,17 \cdot 434,78 \cdot 10^3} = 3,84 \cdot 10^{-4} m^2/m.$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = \frac{1}{A_{s,req}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{3,84 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{\pi \cdot 0,01^2}{4} = 0,204 m.$$

Navržená osová vzdálenost prutů:

$$s = 0,2 m.$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_s = \frac{1}{s[m]} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{0,2} \cdot \frac{\pi \cdot 0,01^2}{4} = 3,92 \cdot 10^{-4} m^2/m.$$

Posouzení horní výztuže na mezní stav únosnosti

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 3,92 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 170,7 \text{ kN/m}.$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{170,7}{0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,011 \text{ m}.$$

Moment únosnosti průřezu:

$$M_{Rd} = F_s(d - 0,4 \cdot x) = 170,7(0,17 - 0,4 \cdot 0,011) = 28,3 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 25,73 \text{ kNm/m}$$

Navržená horní výztuž $\phi 10/200\text{mm}$ v desce typu A vyhovuje.

Stejným způsobem byla navržena výztuž do desky typu B ($M_{Ed} = 13,00 \text{ kNm/m}$), zde vyhoví výztuž $\phi 10/250 \text{ mm}$.

Návrh plochy dolní výztuže

Průměr výztuže: $\phi = 8 \text{ mm}$,

Vzdálenost k dolnímu okraji:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 200 - 25 - \frac{8}{2} = 171 \text{ mm}.$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}^+}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{14,25}{0,9 \cdot 0,171 \cdot 434,78 \cdot 10^3} = 2,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}.$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = \frac{1}{A_{s,req}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{2,13 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{\pi \cdot 0,008^2}{4} = 0,236 \text{ m}.$$

Navržená osová vzdálenost prutů:

$$s = 0,18 \text{ m}.$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_s = \frac{1}{s[m]} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{0,18} \cdot \frac{\pi \cdot 0,008^2}{4} = 2,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}.$$

Posouzení dolní výztuže na mezní stav únosnosti

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 2,79 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 121,41 \text{ kN}.$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{121,41}{0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,008 \text{ m}.$$

Moment únosnosti průřezu:

$$M_{Rd} = F_s(d - 0,4 \cdot x) = 121,41(0,171 - 0,4 \cdot 0,008) = 20,39 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 14,25 \text{ kNm/m}$$

Navržená dolní výztuž $\phi 8/180\text{mm}$ vyhovuje.

Stejným způsobem byla navržena výztuž do desky typu A ($M_{Ed} = 5,32 \text{ kNm/m}$), zde vyhoví výztuž $\phi 8/180 \text{ mm}$.

Konstrukční zásady

- **Omezení množství výztuže**

Horní výztuž:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,17 = 2,57 \cdot 10^{-4} \\ 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,17 = 2,21 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\} = 2,58 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$
$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,2 = 8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$
$$2,58 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 3,92 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 8 \cdot 10^{-4}$$

Vyhovuje.

Dolní výztuž:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,171 = 2,56 \cdot 10^{-4} \\ 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,171 = 2,22 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\} = 2,56 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$
$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,16 = 8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$
$$2,56 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 2,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 8 \cdot 10^{-4}$$

Vyhovuje.

- **Omezení výšky tlačené oblasti**

$$\text{Horní výztuž: } \xi = \frac{x}{d} = \frac{0,011}{0,17} = 0,063 < \xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,78} = 0,62$$

$$\text{Dolní výztuž: } \xi = \frac{x}{d} = \frac{0,008}{0,171} = 0,044 < \xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,78} = 0,62$$

Vyhovuje.

- **Maximální osová vzdálenost výztuže**

$$\text{Horní výztuž: } s_{max} = \min \left\{ \frac{2 \cdot h}{250} = \frac{2 \cdot 200}{250} = 400 \right\} = 250 \text{ mm} > s = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Dolní výztuž: } s_{max} = \min \left\{ \frac{2 \cdot h}{250} = \frac{2 \cdot 160}{250} = 320 \right\} = 250 \text{ mm} > s = 180 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

- **Minimální světlá vzdálenost výztuže**

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \phi = 1 \cdot 10 \\ d_g + k_2 = 16 + 5 = 32 \\ 20 \end{array} \right\} = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Horní výztuž: } s = 200 - 10 = 190 \text{ mm} > s_{min} = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Dolní výztuž: } s = 180 - 8 = 172 \text{ mm} > s_{min} = 32 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

- **Rozdělovací výztuž na 1m desky**

$$\text{Horní výztuž: } A_{s,r,req} = 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 3,92 \cdot 10^{-4} = 0,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Dolní výztuž: } A_{s,r,req} = 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 2,79 \cdot 10^{-4} = 0,56 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Navržená horní i dolní rozdělovací výztuž: $\phi 6/350 \text{ mm}$.

$$A_{s,r} = \frac{1}{s[m]} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{0,35} \cdot \frac{\pi \cdot 0,006^2}{4} = 0,81 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,r,req} = 0,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vyhovuje.

- **Maximální vzdálenost prutů rozdělovací výztuže**

$$\text{Horní i dolní výztuž: } s_{r,max} = \min \left\{ \frac{3 \cdot h}{400} = \frac{3 \cdot 200}{400} = 600 \right\} = 400 \text{ mm} > s = 350 \text{ mm}.$$

Vyhovuje.

- **Kotevní délka**

Horní výztuž:

Návrhová pevnost betonu v tahu:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{2}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,225 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,33 = 3 \text{ MPa.}$$

Základní kotevní délka:

$$l_{bd,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{f_{bd}} = \frac{10}{4} \cdot \frac{434,78}{3} = 362,32 \text{ mm}$$

Kotevní délka:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 362,32 = 370 \text{ mm}$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{bd,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{bd,rqd} = 0,3 \cdot 362,32 = 108,7 \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 10 = 100 \\ 100 \end{array} \right\} = 108,7 \text{ mm.}$$

$$l_{bd} = 370 \text{ mm} \geq l_{bd,min} = 108,7 \text{ mm.}$$

Vyhovuje.

Dolní výztuž:

Návrhová pevnost betonu v tahu:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{2}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,33 = 3 \text{ MPa.}$$

Základní kotevní délka:

$$l_{bd,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{f_{bd}} = \frac{8}{4} \cdot \frac{434,78}{3} = 289,85 \text{ mm}$$

Kotevní délka:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 289,85 = 290 \text{ mm}$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{bd,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{bd,rqd} = 0,3 \cdot 289,85 = 86,96 \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 8 = 80 \\ 100 \end{array} \right\} = 100 \text{ mm.}$$

$$l_{bd} = 290 \text{ mm} \geq l_{bd,min} = 100 \text{ mm.}$$

Vyhovuje.

Posouzení výztuže na mezní stav použitelnosti

- **Omezení napětí**

V případě umístění konstrukce v prostředí XC1 není třeba posuzovat, pokud jsou splněny požadavky Eurokódu [9] na mezní stav únosnosti, minimální vyztužení a konstrukční zásady.

- **Omezení šířky trhlin**

Pokud je deska namáhaná ohybem bez významného osového tahu, není potřeba omezovat šířku trhlin zvláštním opatřením, jestliže celková tloušťka nepřekročí 200 mm a jsou splněny konstrukční zásady [9], což je v tomto případě splněno.

- **Omezení průhybu**

Pokud je v konstrukci dodržena podmínka mezního poměru délky l k účinnému průřezu d , spočítána dle normy [9], není nutné průhyb počítat.

Referenční součinitel vyztužení: $\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{30} \cdot 10^{-3} = 5,5 \cdot 10^{-3}$

Horní výztuž:

Požadovaný stupeň tahového vyztužení v průřezu:

$$\rho = \frac{A_{s,req,tah}}{b \cdot d} = \frac{3,84 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,17} = 2,26 \cdot 10^{-3}$$

Pokud $\rho < \rho_0$, platí pro $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ vztah:

K ... součinitel zohledňující výpočtový model – konzola $K = 0,4$

$$\begin{aligned} \frac{l}{d_{mezní}} &= K \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \\ &= 0,4 \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{30} \frac{5,5 \cdot 10^{-3}}{2,26 \cdot 10^{-3}} + 3,2\sqrt{30} \left(\frac{5,5 \cdot 10^{-3}}{2,26 \cdot 10^{-3}} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 24,24 \end{aligned}$$

$$\frac{l}{d} = \frac{1,9}{0,17} = 11,18 > \frac{l}{d_{mezní}} = 24,24 \quad \text{Podmínka vyhovuje.}$$

Dolní výztuž:

Požadovaný stupeň tahového vyztužení v průřezu:

$$\rho = \frac{A_{s,req,tah}}{b \cdot d} = \frac{2,13 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,171} = 1,24 \cdot 10^{-3}$$

Pokud $\rho < \rho_0$, platí pro $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ vztah:

prostý nosník $K = 1$

$$\begin{aligned} \frac{l}{d_{mezní}} &= K \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \\ &= 1 \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{30} \frac{5,5 \cdot 10^{-3}}{1,24 \cdot 10^{-3}} + 3,2\sqrt{30} \left(\frac{5,5 \cdot 10^{-3}}{1,24 \cdot 10^{-3}} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 156,9 \\ \frac{l}{d} &= \frac{3,2}{0,171} = 18,71 < \frac{l}{d_{mezní}} = 156,92. \end{aligned}$$

Podmínka vyhovuje, průhyb není potřeba počítat.

Závěr: Navržená stropní deska nad 1. NP tl. 200 mm s horní výztuží **$\phi 10/200\text{mm}$** (resp. $\phi 10/250\text{mm}$) + rozdělovací **$\phi 6/350 \text{ mm}$** a dolní výztuží **$\phi 8/180\text{mm}$** + rozdělovací **$\phi 6/350\text{mm}$** odolá účinkům vnějšího zatížení jak v mezním stavu únosnosti, tak v mezním stavu použitelnosti. Rozmístění výztuže viz výkres D.1.2a a D.1.2.b.

5.3 Návrh a posouzení schodiště

Schodiště je modelováno jako lomený deskový nosník tloušťky 0,16 m na koncích vetknutý do stěn S3 a S4, viz obr. 17.

Zatížení a vnitřní síly

Stálá zatížení:

Tíha stupňů

p_k [kN/m]

γ_s

p_d [kN/m]

0,9

1,35

1,215

Vlastní tíha, tl. desky 160 mm

4

1,35

5,4

Proměnná zatížení:

Kat. A

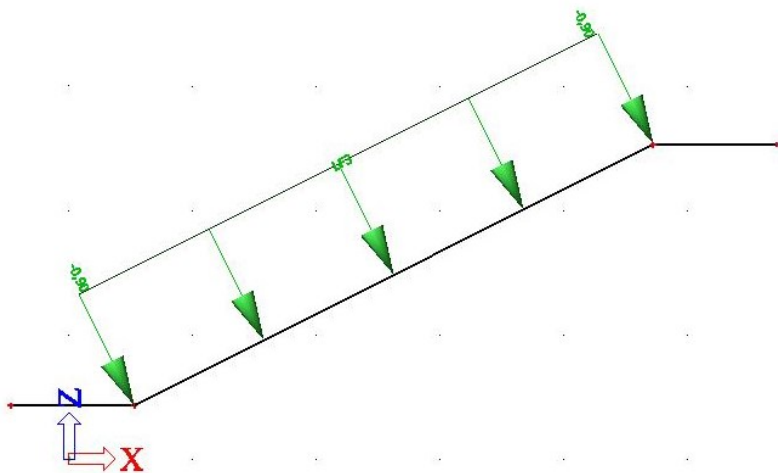
2

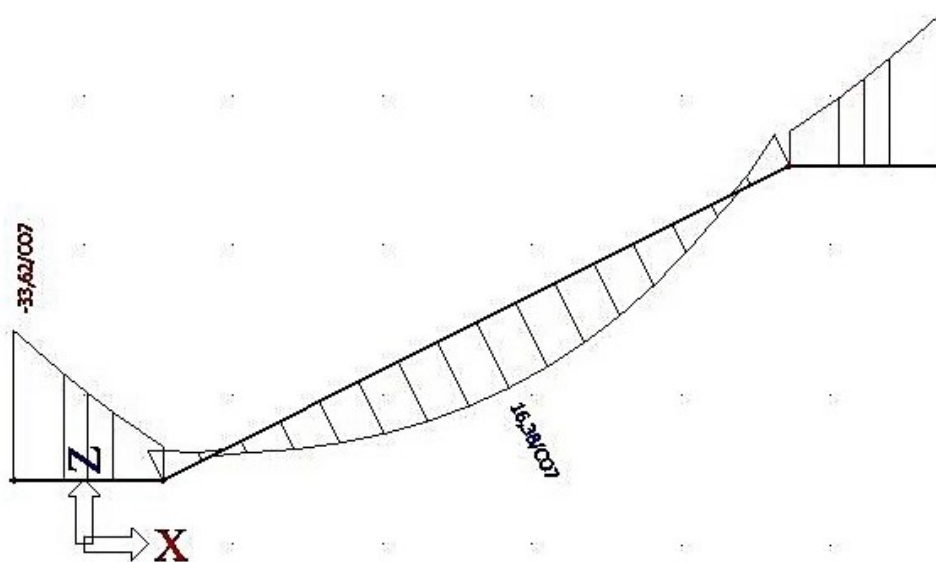
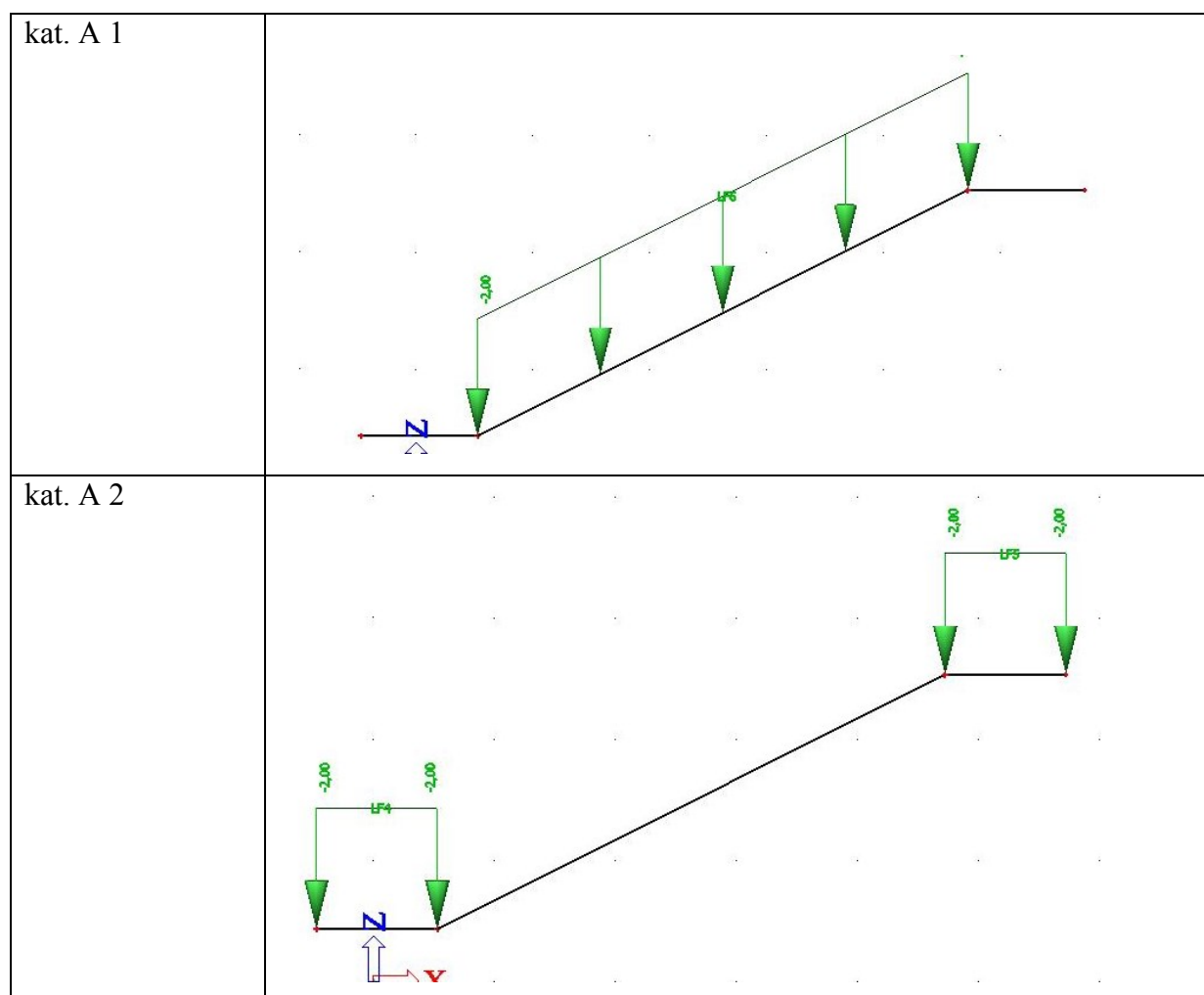
1,5

3

Všechna tato zatížení byla aplikována na výpočetní model schodiště v programu SCIA Engineer, jednotlivé zatěžovací stavy jsou uvedeny v tabulce 6, největší vnitřní síly jsou uvedeny na obrázku 24.

Tabulka 6. Zatěžovací stavy na schodišťové desce.

Zatěžovací stav	
Stálé zatížení	



Obrázek 24. Maximální momenty na schodišťové desce B [autor]

$$M_{Ed+} = 16,38 \text{ kNm /m}$$

$$M_{Ed-} = -33,62 \text{ kNm /m}$$

Krytí výztuže

Předběžný návrh průměru výztuže $\phi = 10\text{mm}$.

Konstrukce je zařazena do konstrukční třídy S4; XC1 – beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu, beton trvale ponořen do vody.

minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti $c_{min,b} = \phi = 10\text{mm}$,

minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí $c_{min,dur} = 15\text{mm}$,

přídavná bezpečnostní složka $\Delta c_{dur,\gamma} = 0\text{ mm}$,

redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli $\Delta c_{dur,st} = 0\text{ mm}$,

redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany $\Delta c_{dur,add} = 0\text{ mm}$,

krycí vrstva $c_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = 10\text{ mm} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} = 15\text{ mm} \\ 10\text{ mm} \end{array} \right\} = 15\text{ mm}$,

přídavná návrhová odchylka $\Delta c_{dev} = 10\text{ mm}$,

nominální krycí vrstva:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25\text{ mm}.$$

Krytí horní i dolní výztuže schodišťové desky navrženo 25 mm.

Návrh plochy horní výztuže

Průměr výztuže: $\phi = 10\text{ mm}$,

Vzdálenost k dolnímu okraji:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 160 - 25 - \frac{10}{2} = 130\text{ mm}.$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{33,62}{0,9 \cdot 0,13 \cdot 434,78 \cdot 10^3} = 6,6 \cdot 10^{-4}\text{ m}^2.$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = \frac{1}{A_{s,req}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{6,6 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{\pi \cdot 0,01^2}{4} = 0,118\text{ m}.$$

Navržená osová vzdálenost prutů:

$$s = 0,1\text{ m}.$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_s = \frac{1}{s[m]} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{0,1} \cdot \frac{\pi \cdot 0,01^2}{4} = 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Posouzení horní výztuže na mezní stav únosnosti

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 7,85 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 341,5 \text{ kN}.$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{341,5}{0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,021 \text{ m}.$$

Moment únosnosti průřezu:

$$M_{Rd} = F_s(d - 0,4 \cdot x) = 341,5(0,13 - 0,4 \cdot 0,021) = 41,48 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 33,62 \text{ kNm/m}$$

Navržená horní výztuž $\phi 10/100\text{mm}$ vyhovuje.

Návrh plochy dolní výztuže

Průměr výztuže: $\phi = 10 \text{ mm}$,

Vzdálenost k dolnímu okraji:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 160 - 25 - \frac{10}{2} = 130 \text{ mm}.$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}^+}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{16,38}{0,9 \cdot 0,13 \cdot 434,78 \cdot 10^3} = 3,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_{max} = \frac{1}{A_{s,req}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{3,2 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{\pi \cdot 0,01^2}{4} = 0,243 \text{ m}.$$

Navržená osová vzdálenost prutů:

$$s = 0,20 \text{ m}.$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_s = \frac{1}{s[m]} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{0,2} \cdot \frac{\pi \cdot 0,01^2}{4} = 3,93 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Posouzení dolní výztuže na mezní stav únosnosti

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 3,93 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 170,74 \text{ kN}.$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{170,74}{0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,011 \text{ m}.$$

Moment únosnosti průřezu:

$$M_{Rd} = F_s(d - 0,4 \cdot x) = 170,74(0,13 - 0,4 \cdot 0,011) = 21,47 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 16,38 \text{ kNm/m}$$

Navržená dolní výztuž $\phi 10/200\text{mm}$ vyhovuje.

Konstrukční zásady

- **Omezení množství výztuže**

Horní výztuž:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,13 = 1,96 \cdot 10^{-4} \\ 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,13 = 1,69 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\} = 1,96 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$
$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,16 = 6,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$
$$1,96 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 7,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 6,4 \cdot 10^{-4}$$

Vyhovuje.

Dolní výztuž:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,130 = 1,97 \cdot 10^{-4} \\ 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,131 = 1,7 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\} = 1,97 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$
$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,16 = 6,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$
$$1,97 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 3,93 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 6,4 \cdot 10^{-4}$$

Vyhovuje.

- **Omezení výšky tlačené oblasti**

$$\text{Horní výztuž: } \xi = \frac{x}{d} = \frac{0,02}{0,13} = 0,16 < \xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,78} = 0,62$$

$$\text{Dolní výztuž: } \xi = \frac{x}{d} = \frac{0,011}{0,131} = 0,08 < \xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,78} = 0,62$$

Vyhovuje.

- **Maximální osová vzdálenost výztuže**

$$\text{Horní výztuž: } s_{max} = \min \left\{ \frac{2 \cdot h}{250} = \frac{2 \cdot 160}{250} = 320 \right\} = 250 \text{ mm} > s = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Dolní výztuž: } s_{max} = \min \left\{ \frac{2 \cdot h}{250} = \frac{2 \cdot 160}{250} = 320 \right\} = 250 \text{ mm} > s = 200 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

- **Minimální světlá vzdálenost výztuže**

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \phi = 1 \cdot 10 \\ d_g + k_2 = 16 + 5 = 32 \\ 20 \end{array} \right\} = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Horní výztuž: } s = 100 - 10 = 90 \text{ mm} > s_{min} = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Dolní výztuž: } s = 200 - 10 = 190 \text{ mm} > s_{min} = 32 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

- **Rozdělovací výztuž na 1m desky**

$$\text{Horní výztuž: } A_{s,r,req} = 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 7,85 \cdot 10^{-4} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{Dolní výztuž: } A_{s,r,req} = 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 3,93 \cdot 10^{-4} = 0,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Navržená horní i dolní rozdělovací výztuž: $\phi 8/300 \text{ mm}$.

$$A_{s,r} = \frac{1}{s[m]} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{0,3} \cdot \frac{\pi \cdot 0,008^2}{4} = 1,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 > A_{s,r,req} = 1,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vyhovuje.

- **Maximální vzdálenost prutů rozdělovací výztuže**

$$\text{Horní i dolní výztuž: } s_{r,max} = \min \left\{ \frac{3 \cdot h}{400} = \frac{3 \cdot 160}{400} = 480 \right\} = 400 \text{ mm} > s = 300 \text{ mm}.$$

Vyhovuje.

- **Kotevní délka**

Horní i dolní výztuž:

Návrhová pevnost betonu v tahu:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{2}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,33 = 3 \text{ MPa}.$$

Základní kotevní délka:

$$l_{bd,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{10}{4} \cdot \frac{434,78}{3} = 362,32 \text{ mm}$$

Kotevní délka:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 362,32 = 370 \text{ mm}$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{bd,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{bd,rqd} = 0,3 \cdot 362,32 = 108,7 \\ 10 \cdot \frac{\phi}{100} = 10 \cdot \frac{10}{100} = 100 \end{array} \right\} = 108,7 \text{ mm}.$$

$$l_{bd} = 370 \text{ mm} \geq l_{bd,min} = 108,7 \text{ mm}.$$

Vyhovuje.

Posouzení výztuže na mezní stav použitelnosti

- **Omezení napětí**

V případě umístění konstrukce v prostředí XC1 není třeba posuzovat, pokud jsou splněny požadavky Eurokódu [9] na mezní stav únosnosti, minimální vyztužení a konstrukční zásady.

- **Omezení šířky trhlin**

Pokud je deska namáhána ohybem bez významného osového tahu, není potřeba omezovat šířku trhlin zvláštním opatřením, jestliže celková tloušťka nepřekročí 200 mm a jsou splněny konstrukční zásady [9], což je v tomto případě splněno.

- **Omezení průhybu**

Pokud je v konstrukci dodržena podmínka mezního poměru délky l k účinnému průřezu d , spočítána dle normy [9], není nutné průhyb počítat.

Referenční součinitel vyztužení:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{30} \cdot 10^{-3} = 5,5 \cdot 10^{-3}$$

Horní výztuž:

Požadovaný stupeň tahového vyztužení v průřezu:

$$\rho = \frac{A_{s,req,tah}}{b \cdot d} = \frac{6,6 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,13} = 5,1 \cdot 10^{-3}$$

Pokud $\rho < \rho_0$, platí pro $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ vztah:

$$\begin{aligned} \frac{l}{d_{mezní}} &= K \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \\ &= 1 \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{30} \frac{5,5 \cdot 10^{-3}}{5,1 \cdot 10^{-3}} + 3,2\sqrt{30} \left(\frac{5,5 \cdot 10^{-3}}{5,1 \cdot 10^{-3}} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 20,22 \end{aligned}$$

$$\frac{l}{d} = \frac{1}{0,13} = 7,7 < \frac{l}{d_{mezní}} = 20,22$$

Podmínka vyhovuje, průhyb není potřeba počítat.

Dolní výztuž:

Požadovaný stupeň tahového vyztužení v průřezu:

$$\rho = \frac{A_{s,req,tah}}{b \cdot d} = \frac{3,2 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0,131} = 2,5 \cdot 10^{-3}$$

Pokud $\rho < \rho_0$, platí pro $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ vztah:

$$\begin{aligned} \frac{l}{d_{mezní}} &= K \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \\ &= 1 \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{30} \frac{5,5 \cdot 10^{-3}}{2,5 \cdot 10^{-3}} + 3,2\sqrt{30} \left(\frac{5,5 \cdot 10^{-3}}{2,5 \cdot 10^{-3}} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 52,53 \end{aligned}$$

$$\frac{l}{d} = \frac{4,7}{0,13} = 36,15 < \frac{l}{d_{mezní}} = 52,53.$$

Podmínka vyhovuje, průhyb není potřeba počítat.

Závěr: Navržená schodišťová deska tl. 160 mm s horní výztuží **$\phi 10/100mm$** + rozdělovací **$\phi 8/300 mm$** a dolní výztuží **$\phi 10/200mm$** + rozdělovací **$\phi 8/300mm$** odolá účinkům vnějšího zatížení jak v mezním stavu únosnosti, tak v mezním stavu použitelnosti. Rozmístění výztuže viz výkres D.1.3

5.4 Návrh a posouzení trámu T.B

Trámy jsou modelovány jako spojité nosníky, označení trámu je patrné z obr. 15 (resp. 16).

Zatížení a vnitřní síly

Trám T. B, os. vzd. 3,5 m

Stálá zatížení:

	p_k [kN/m]	γ_s	p_d [kN/m]
Stálé zatížení – reakce z desky A	28,4	1,35	38
Stálé zatížení – reakce z desky B	9,89	1,35	13,35
Vlastní tíha trámu, 0,2x0,4m	2	1,35	2,7

Proměnná zatížení:

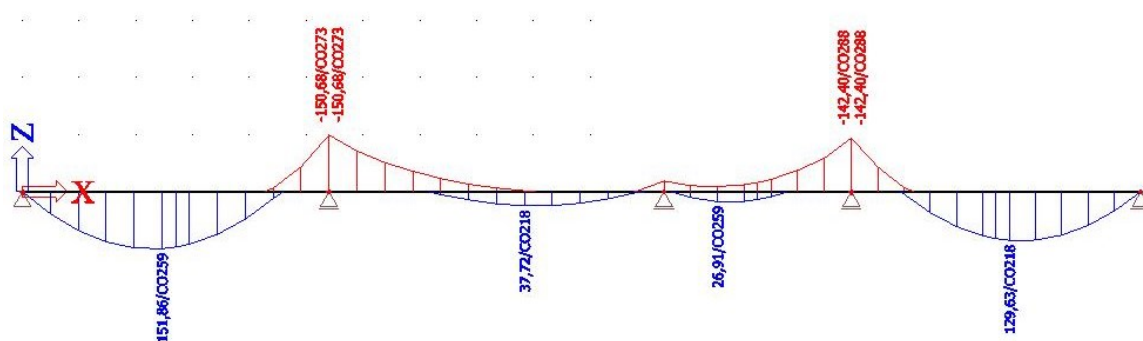
Kat. A	7,4	1,5	11,1
Přemístitelné příčky	4,4	1,5	6,6
Balkon – reakce z výpočtu desky	-1,0	1,5	-1,5
Nenavátý sníh – reakce z výpočtu desky	-0,25	1,5	-0,38
Navátý sníh – reakce z výpočtu desky	-0,42	1,5	-0,63

Všechna tato zatížení byla aplikována na výpočetní model trámu T.B v programu SCIA Engineer, jednotlivé zatěžovací stavy jsou uvedeny v tabulce 7, největší vnitřní síly jsou uvedeny na obrázku 25 a 26.

Tabulka 7. Zatěžovací stavy na trámu T.B.

Zatěžovací stav	
Stálé zatížení	
Kat. A 1	
Kat. A 2	

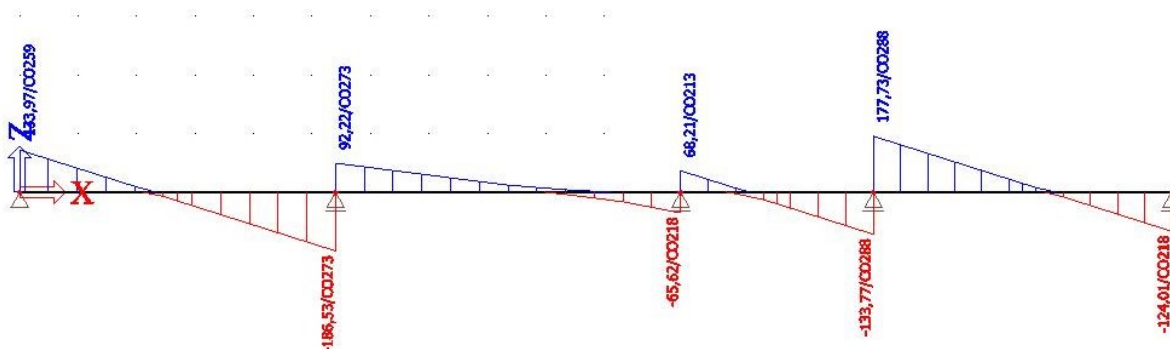
Přem. příčky 1	
Přem. příčky 2	
Balkon	
Sníh	
Navátý sníh	



Obrázek 25. Průběh maximálních momentů na trámu T.B [autor]

$$M_{Ed+} = 151,86 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed-} = -150,68 \text{ kNm}$$



Obrázek 26. Průběh maximálních posouvajících sil na trámu T.B [autor]

V následujícím textu bude podrobně navržena a posouzena výztuž na maximální vnitřní síly v trámu T.B. Vzhledem k tomu, že výpočty se neustále opakují, byl za účelem navržení a posouzení vytvořen výpočet v programu Excel. Návrh a posouzení výztuže na zbylé vnitřní síly v trámu bude stručně uveden na konci kapitoly v tabulce 8. Návrh a posouzení výztuže v trámu T.A. je uveden v příloze 2.

Krytí výztuže

Konstrukce je zařazena do konstrukční třídy S4; XC3 – beton uvnitř budov se střední nebo velkou vlhkostí vzduchu, venkovní beton chráněný proti dešti.

Předběžný návrh průměru výztuže $\phi = 22 \text{ mm}$.

Průměr třmínku $\phi_{sv} = 10 \text{ mm}$

Krytí třmínků: $c_{min,sw} = \max \left\{ \begin{array}{l} \phi_{sv} = 10 \\ c_{min,dur} = 15 \\ 10 \end{array} \right\} = 15 \text{ mm}$.

minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti $c_{min,b} = \phi = 22 \text{ mm}$,

minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí $c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$,

přídavná bezpečnostní složka $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$,

redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$,

redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$,

krycí vrstva $c_{min,1} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = 22 \text{ mm} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} = 25 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right\} = 25 \text{ mm}$,

$c_{min,2} = c_{min,sw} + \phi_{sv} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$,

přídavná návrhová odchylka $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$,

nominální krycí vrstva:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}.$$

Krytí horní i dolní výztuže trámu navrženo 35 mm.

Návrh plochy dolní výztuže

Průměr výztuže: $\phi = 22 \text{ mm}$,

Vzdálenost k hornímu okraji:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 400 - 35 - \frac{22}{2} = 354 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}^+}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{151,86}{0,9 \cdot 0,354 \cdot 434,78 \cdot 10^3} = 1,09 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Minimální počet profilů do trámu šířky b : $n = \frac{A_{s,req} \cdot 4}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{1,09 \cdot 10^{-3} \cdot 4}{\pi \cdot 0,022^2} = 2,88 = 3ks$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_s = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 3 \cdot \frac{\pi \cdot 0,022^2}{4} = 1,14 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Minimální světlá vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \phi = 1 \cdot 22 = 22 \\ d_g + \frac{k_2}{20} = 16 + 5 = 21 \end{array} \right\} \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

Skutečná světlá vzdálenost:

$$s_{sv} = \frac{b_w - 2 \cdot c_{nom} - n \cdot \phi}{n - 1} = \frac{200 - 2 \cdot 35 - 3 \cdot 22}{3 - 1} = 32 \text{ mm} > s_{min} = 22 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

Posouzení dolní výztuže na mezní stav únosnosti

Stropní trám je monolitický spojen se stropní deskou, je tedy možné využít spolupůsobení.

Vzdálenost nulových momentů pro $L_1 = 5,9 \text{ m}$ a $L_2 = 5,4 \text{ m}$:

$$L_{01} = 0,85 \cdot L_1 = 5,015 \text{ m}$$

$$L_{02} = 0,85 \cdot L_2 = 4,59 \text{ m}$$

Pro $L_{02} = 4,59m$

Polovina osově vzdálenosti: $b_1 = \frac{3,2}{2} = 1,6 m$

$$b_2 = 1,9 m$$

Spolupůsobící šířka:

$$b_{eff1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot L_{01} = 0,2 \cdot 1,6 + 0,1 \cdot 4,59 = 0,779 < \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot L_0 = 0,2 \cdot 4,59 = 0,918 \\ b_1 = 1,6 \end{array} \right\} m$$

$$b_{eff2} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot L_{01} = 0,2 \cdot 1,9 + 0,1 \cdot 4,59 = 0,839 < \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot L_0 = 0,2 \cdot 4,59 = 0,918 \\ b_1 = 1,9 \end{array} \right\} m$$

Efektivní šířka:

$$b_{eff} = \sum_1^2 b_i + b = 0,779 + 0,839 + 0,2 = 1,818 m$$

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 1,14 \cdot 10^{-3} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 495,83 kN$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b_{eff} \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{495,83}{0,8 \cdot 1,818 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,017 m$$

Moment únosnosti průřezu:

$$M_{Rd} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 495,83 \cdot (0,354 - 0,4 \cdot 0,017) = 172,15 kNm > M_{Ed}^+ = 151,86 kNm$$

Navržená dolní výztuž $3x\phi 22mm$ vyhovuje.

Návrh plochy horní výztuže

Redukce momentu:

$$\Delta M_{Ed}^- = \frac{F_{Ed,sup} \cdot t}{8} = 278,75 \cdot \frac{0,3}{8} = 10,45 kNm$$

Zredukovaný moment:

$$M_{Ed}^- = |M_{Ed}^-| - |\Delta M_{Ed}^-| = 150,68 - 10,45 = 129,87 kNm$$

Průměr výztuže: $\phi = 22 mm$,

Vzdálenost k dolnímu okraji:

$$d = h - c_{nom,deska} - \phi_{deska} - \frac{\phi}{2} = 400 - 25 - 10 - \frac{22}{2} = 354 \text{ mm}$$

Požadovaná plocha výztuže:

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}^-}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{129,87}{0,9 \cdot 0,354 \cdot 434,78 \cdot 10^3} = 9,38 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Minimální počet profilů do trámu šířky b :

$$n = \frac{A_{s,req} \cdot 4}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{9,38 \cdot 10^{-4} \cdot 4}{\pi \cdot 0,022^2} = 2,47 = 3ks$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_s = n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 3 \cdot \frac{\pi \cdot 0,022^2}{4} = 1,14 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Minimální světlá vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \phi = 1 \cdot 22 \\ d_g + k_2 = 5 + 16 = 22 \\ 20 \end{array} \right\} = 22 \text{ mm}$$

Skutečná světlá vzdálenost:

$$s_{sv} = \frac{b_w - 2 \cdot c_{nom} - n \cdot \phi}{n - 1} = \frac{200 - 2 \cdot 35 - 3 \cdot 22}{2} = 32 \text{ mm} \geq s_{min} = 22 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

Posouzení horní výztuže na mezní stav únosnosti

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 1,14 \cdot 10^{-3} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 495,65 \text{ kN}$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{495,65}{0,8 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,15 \text{ m}$$

Moment únosnosti průřezu:

$$M_{Rd} = F_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 495,65 \cdot (0,354 - 0,4 \cdot 0,15) = 144,79 \text{ kNm} \geq M_{Ed}^- = 129,87 \text{ kNm}$$

Navržená horní výztuž $3x\phi 22 \text{ mm}$ vyhovuje.

Konstrukční zásady

- **Omezení množství výztuže**

Horní a dolní výztuž

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 0,2 \cdot 0,354 = 1,06 \cdot 10^{-4} \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 0,2 \cdot 0,354 = 9,3 \cdot 10^{-5} \end{array} \right\} = 1,06 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 0,2 \cdot 0,4 = 3,2 \cdot 10^{-3} m^2$$

$$1,06 \cdot 10^{-4} m^2 < 1,14 \cdot 10^{-3} m^2 < 3,2 \cdot 10^{-3} m^2$$

Vyhovuje.

- **Omezení výšky tlačené oblasti**

$$\text{Horní výztuž: } \xi = \frac{x}{d} = \frac{0,15}{0,354} = 0,44 < \xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,78} = 0,62$$

$$\text{Dolní výztuž: } \xi = \frac{x}{d} = \frac{0,017}{0,354} = 0,05 < \xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,78} = 0,62$$

Vyhovuje.

- **Kotevní délka**

Horní i dolní výztuž:

Návrhová pevnost betonu v tahu:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,33 = 3 \text{ MPa}$$

Základní kotevní délka:

$$l_{bd,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{f_{bd}} = \frac{22}{4} \cdot \frac{434,78}{3} = 797,1 \text{ mm}$$

Kotevní délka:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 797,1 = 800 \text{ mm}$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{bd,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{bd,rqd} = 0,3 \cdot 797,1 = 239,13 \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 22 = 220 \\ 100 \end{array} \right\} = 239,13 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 800 \text{ mm} \geq l_{bd,min} = 239,13 \text{ mm}$$

Posouzení smykové výztuže

Plocha výztuže třmínku:

třmínek $2x\phi 10/100mm$:

$$A_{sw} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 2 \cdot \pi \cdot \frac{0,01^2}{4} = 1,57 \cdot 10^{-4} m^2$$

Rameno vnitřních sil: $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,354 = 0,319m$

Úhel tlačných diagonál: $\theta = 45^\circ \rightarrow \cotg\theta = 1$

Posouvající síla, kterou přenesou smyková výztuž na mezi kluzu:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_l} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg\theta = 1,57 \cdot \frac{10^{-4}}{0,1} \cdot 0,319 \cdot 365,22 \cdot 10^3 = 182,78 kN$$

$$V_{Rd,s} = 184,84 kN \geq V_{Ed,1} = 174,53 kN$$

Navržená smyková výztuž $2x\phi 10/100mm$ vyhovuje.

Maximální únosnost ve smyku:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cotg\theta + \tg\theta} = 1 \cdot 0,2 \cdot 0,319 \cdot 0,6 \cdot \frac{20}{1+1} = 382,32 kN$$

Konstrukční zásady smykové výztuže

- Omezení plochy smykové výztuže

Stupeň vyztužení: $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_l \cdot b_w \cdot \sin\alpha} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,1 \cdot 0,2 \cdot 1} = 0,0078$

Minimální stupeň vyztužení:

$$\rho_{sw,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{30}}{500} = 0,0008$$

$$\rho_{sw} = 0,0078 \geq \rho_{sw,min} = 0,0008$$

Vyhovuje.

- **Maximální vzdálenost mezi větvemi třmínků**

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 0,354 = 0,266m$$

Skutečná vzdálenost mezi větvemi třmínků:

$$s_t = b_w - 2 \cdot c_{sw} - \frac{\phi_{sw}}{2} = 200 - 2 \cdot 15 - \frac{2 \cdot 10}{2} = 0,16m$$

$$s_t = 0,16 m < s_{t,max} = 0,266 m$$

Vyhovuje.

- **Maximální vzdálenost mezi třmínky:**

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 0,354 \cdot (1 + 6,12 \cdot 10^{-17}) = 0,266m$$

$$s_l = 0,1 \leq s_{l,max} = 0,266m$$

Vyhovuje.

Posouzení na mezní stav použitelnosti

- **Omezení napětí**

V případě umístění konstrukce v prostředí XC3 není třeba posuzovat, pokud jsou splněny požadavky Eurokódu [9] na mezní stav únosnosti, minimální vyztužení a konstrukční zásady.

- **Omezení průhybu**

Pokud je v konstrukci dodržena podmínka mezního poměru délky l ku účinnému průřezu d , spočítána dle normy [9], není nutné průhyb počítat.

Referenční součinitel vyztužení:

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3} = \sqrt{30} \cdot 10^{-3} = 0,005$$

Horní výztuž:

Požadovaný stupeň tahového vyztužení v průřezu:

$$\rho = \frac{A_{s,req,tah}}{b \cdot d} = \frac{9,37 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,354} = 0,013$$

Požadovaný stupeň tlakového vyztužení v průřezu: $\rho' = \frac{A_{s,req,tlak}}{b \cdot d} = \frac{0}{0,2 \cdot 0,354} = 0$

Pokud $\rho > \rho_0$, platí pro $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ vztah:

K... součinitel zohledňující různé nosné systémy, krajní pole spojitého nosníku $K=1,3$

$$\begin{aligned} \frac{l}{d_{mezni}} &= K \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \\ &= 1,3 \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{30} \frac{0,005}{0,013 - 0} + \frac{1}{12}\sqrt{30} \sqrt{\frac{0}{0,005}} \right] = 18,71 \end{aligned}$$

Skutečný poměr:

$$\frac{l}{d} = \frac{5,3}{0,354} = 14,97 \leq \frac{l}{d_{mezni}} = 18,71$$

Podmínka vyhovuje, průhyb není třeba počítat.

Dolní výztuž:

Požadovaný stupeň tahového vyztužení v průřezu:

$$\rho = \frac{A_{s,req,tah}}{b \cdot d} = \frac{1,09 \cdot 10^{-3}}{0,2 \cdot 0,354} = 0,015$$

Požadovaný stupeň tlakového vyztužení v průřezu: $\rho' = \frac{A_{s,req,tlak}}{b \cdot d} = \frac{0}{0,2 \cdot 0,354} = 0$

Pokud $\rho > \rho_0$, platí pro $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ vztah:

$$\frac{l}{d_{mezni}} = K \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] =$$

$$1,3 \cdot \left[11 + 1,5\sqrt{30} \frac{0,005}{0,015 - 0} + \frac{1}{12}\sqrt{30} \sqrt{\frac{0}{0,005}} \right] = 18,07$$

Skutečný poměr:

$$\frac{l}{d} = \frac{5,3}{0,354} = 14,97 \leq \frac{l}{d_{mezni}} = 18,07$$

Podmínka vyhovuje, průhyb není třeba počítat.

- **Omezení šířky trhlin**

Norma[9] stanovuje maximální průměry výztuže pro danou šířku trhliny dle napětí ve výztuži.

$$\sigma_s = \frac{310 \cdot f_{yk}}{500} \cdot \frac{A_{s,req,tah}}{A_{s,tah}} = 310 \cdot \frac{500}{500} \cdot \frac{0,00109}{0,00114} = 296,4 \text{ MPa}$$

maximální průměr prutu:

$$\phi_s = \phi_s^+ \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \cdot \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} = 20 \cdot \frac{2,9}{2,9} \cdot \frac{0,4 \cdot (400 - 17,04)}{2(400 - 354)} = 33,3 \text{ mm} > \phi = 22 \text{ mm}.$$

Vyhovuje.

Tabulka 8. Přehled výztuže v trámu T.B.

	Ohybová výztuž					
x [m]		M_{ED} [kNm]	<i>Návrh</i>	A_s [m ²]	M_{RD} [kNm]	<i>Posudek</i>
0 – 5,4	<i>Horní</i>	0	2xR10	$1,45 \cdot 10^{-5}$	24,00	<i>Vyhoví</i>
	<i>Dolní</i>	151,86	3xR22	$1,14 \cdot 10^{-3}$	172,21	<i>Vyhoví</i>
5,4 – 11,3	<i>Horní</i>	140,24	3xR22	$1,14 \cdot 10^{-3}$	144,79	<i>Vyhoví</i>
	<i>Dolní</i>	37,72	2xR14	$3,07 \cdot 10^{-4}$	47,68	<i>Vyhoví</i>
11,3 – 14,6	<i>Horní</i>	20,84	2xR14	$3,07 \cdot 10^{-4}$	45,68	<i>Vyhoví</i>
	<i>Dolní</i>	26,91	2xR14	$3,07 \cdot 10^{-4}$	47,68	<i>Vyhoví</i>
14,6 – 19,7	<i>Horní</i>	142,40	3xR22	$1,14 \cdot 10^{-3}$	144,79	<i>Vyhoví</i>
	<i>Dolní</i>	129,63	3xR22	$1,14 \cdot 10^{-3}$	172,21	<i>Vyhoví</i>
	Smyková výztuž					
x [m]		V_{ED} [kN]	<i>Návrh</i>	A_{sw} [m ²]	V_{RD} [kN]	<i>Posudek</i>
0		125,62	2xR10/140	$1,5 \cdot 10^{-4}$	133,14	<i>Vyhoví</i>
5,4		174,53	2xR10/100	$1,5 \cdot 10^{-4}$	186,4	<i>Vyhoví</i>
11,3		52,13	2xR10/260	$1,5 \cdot 10^{-4}$	71,09	<i>Vyhoví</i>
14,6		165,23	2xR10/100	$1,5 \cdot 10^{-4}$	186,4	<i>Vyhoví</i>
19,7		112,6	2xR10/140	$1,5 \cdot 10^{-4}$	133,14	<i>Vyhoví</i>

5.5 Návrh a posouzení pilíře S3-A

Pilíř o rozměrech 450x300 mm a výšce 2,7m podpírá trám T.A., který je na něm uložen excentricky, do modelu je tudíž přidán moment plynoucí z této excentricity. Pilíř je v polovině a při horním konci podepřen stropními deskami, reakce z trámu T.A byla převzata z výpočtu trámu, reakce z trámu ve 2NP byla stanovena odhadem.

Zatížení a vnitřní síly

Stálá zatížení:

Reakce z trámu T.A 289 kN

Reakce z trámu T.A ve 2NP - odhad 289 kN

Vlastní tíha 0,45x0,3x2,7m

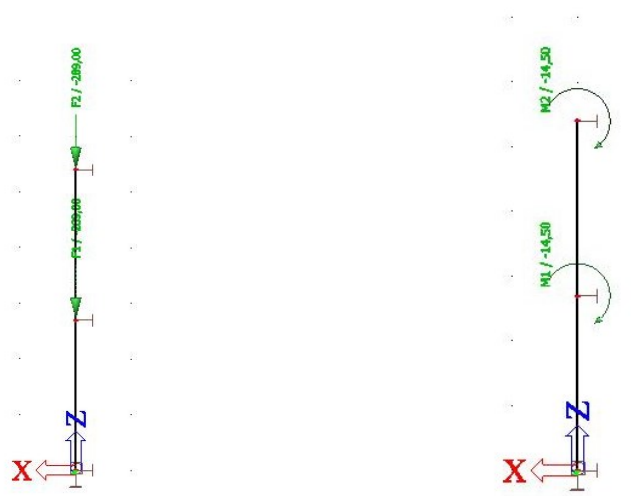
Moment od exc. uložení trámu $e=0,05\text{m}$ $M = 289 \cdot 0,05 = 14,5 \text{ kNm}$

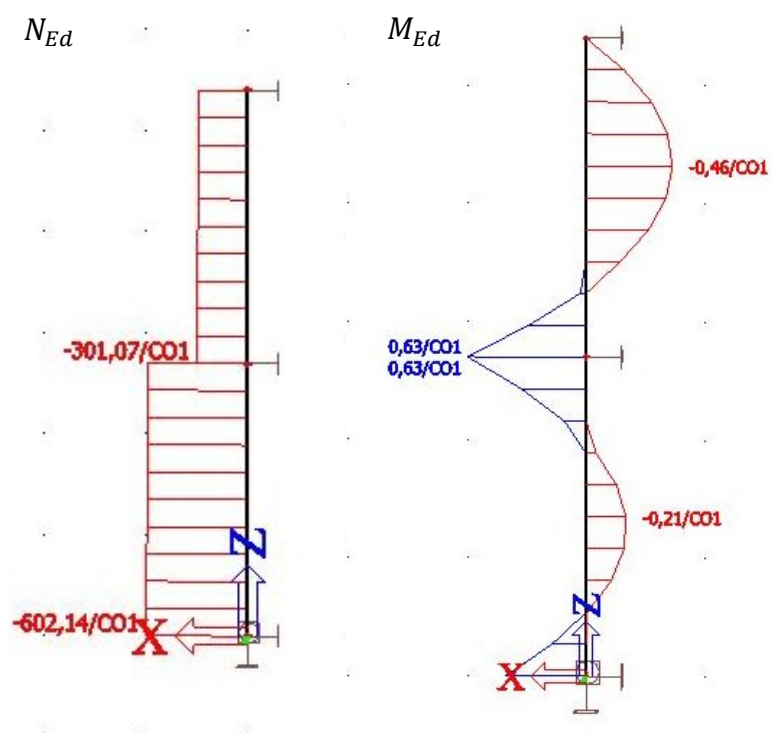
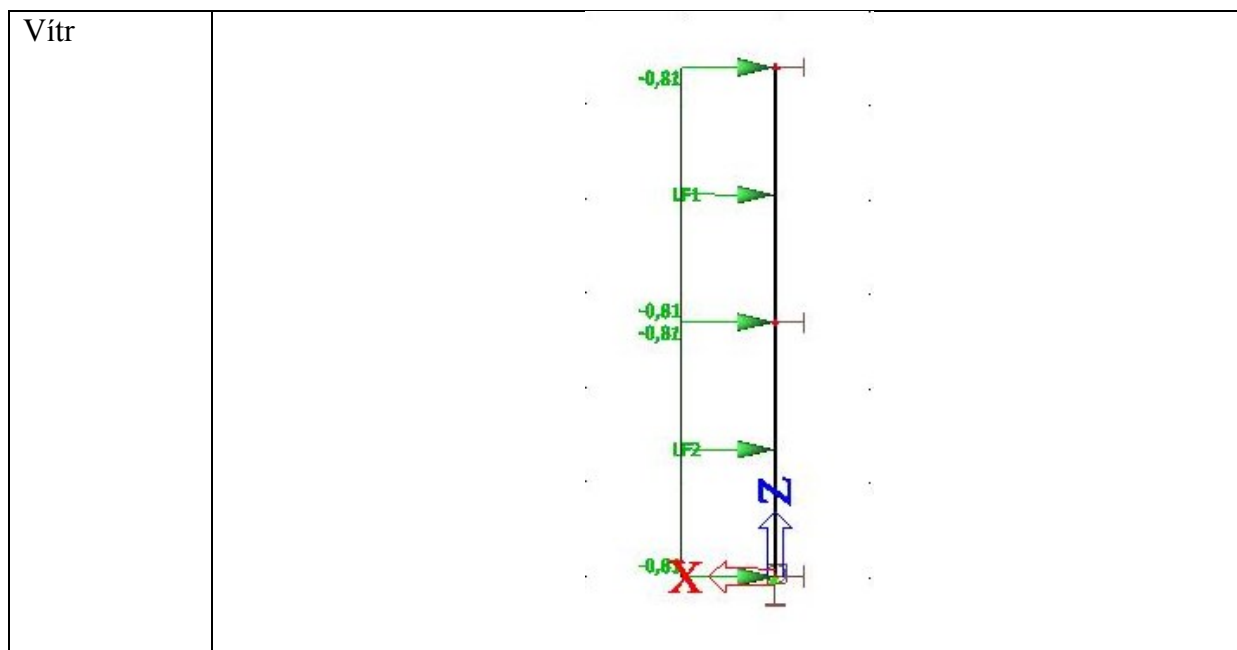
Nahodilá zatížení:

Vítr 0,54 1,5 0,81 kN/m

Všechna tato zatížení byla aplikována na výpočetní model pilíře v programu SCIA Engineer, jednotlivé zatěžovací stavy jsou uvedeny v tabulce 9, největší vnitřní síly jsou uvedeny na obrázku 27.

Tabulka 9. Zatěžovací stavy na pilíři.

Zatěžovací stav		
Stálé zatížení	Reakce z trámů	Moment od excentricity uložení
		



Obrázek 27. Průběh vnitřních sil v pilíři [autor]

$$N_{Ed,max} = -602,14 \text{ kN}; \quad M_{Ed} = 0,43 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = -301,07 \text{ kN}; \quad M_{Ed,max} = 0,63 \text{ kNm}$$

Návrh plochy výztuže

Podélná výztuž: $2 \times 3 \times \emptyset 12 \text{ mm}$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{n\pi\phi^2}{4} = 3 \cdot \pi \cdot \frac{0.012^2}{4} = 3,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Krytí výztuže

Konstrukce je zařazena do konstrukční třídy S4; XC3 – beton uvnitř budov se střední nebo velkou vlhkostí vzduchu, venkovní beton chráněný proti dešti.

Průměr třmínku $\phi_{sv} = 8 \text{ mm} / 180 \text{ mm}$

$$\text{Krytí třmínků: } c_{min,sw} = \max \left\{ \begin{array}{l} \phi_{sv} = 8 \\ c_{min,dur} = 15 \\ 10 \end{array} \right\} = 15 \text{ mm}.$$

minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti $c_{min,b} = \phi = 12 \text{ mm}$,

minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí $c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$,

přídavná bezpečnostní složka $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$,

redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$,

redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$,

$$\text{krycí vrstva } c_{min,1} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = 12 \text{ mm} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} = 25 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right\} = 25 \text{ mm},$$

$$c_{min,2} = c_{min,sw} + \phi_{sv} = 15 + 8 = 23 \text{ mm},$$

přídavná návrhová odchylka $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$,

nominální krycí vrstva:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}.$$

Krytí podélné výztuže pilíře navrženo 35 mm

rozměry pilíře: $b = 450 \text{ mm}$; $h = 300 \text{ mm}$

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 300 - 35 - 6 = 259 \text{ mm}$$

$$d_1 = d_2 = c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 35 + 6 = 41 \text{ mm}$$

$$z_1 = z_2 = \frac{h - d_1 - d_2}{2} = \frac{300 - 41 - 41}{2} = 109 \text{ mm}$$

Posouzení – interakční diagram

Bod 0 – Průřez je celý tlačný

Modul pružnosti betonářské oceli $E_s = 200 \text{ GPa}$, limitující hodnota pro napětí v oceli = přetvoření betonu $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s2} = 0,002$,

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s1} = 200 \cdot 0,002 = 400 \text{ MPa}$$

Síla a moment únosnosti:

$$\begin{aligned} N_{Rd,0} &= F_c + F_{s1} + F_{s2} = b \cdot h \cdot f_{cd} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \\ &= 0,45 \cdot 0,3 \cdot 20 \cdot 10^3 + 2 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \cdot 10^3 = 2971,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_{Rd,0} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot z = 0 \text{ kNm}$$

Bod 1 – Neutrálná osa prochází těžištěm výztuže

Přetvoření betonu v krajních vláknech betonu: $\varepsilon_{cu} = 0,0035$,

přetvoření oceli: $\varepsilon_{s1} = 0 \rightarrow \sigma_{s1} = 0 \text{ MPa}$

Napětí v oceli je dáno přetvořením betonu:

($x = d$)

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - d_2}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (x - d_2) = \frac{0,0035}{0,259} \cdot (0,259 - 0,041) = 0,0029$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,0029 \geq \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200000} = 0,0022$$

$$\sigma_{s2} = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Síla a moment únosnosti:

$$N_{Rd,1} = F_c + F_{s2} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2}$$

$$= 0,8 \cdot 0,259 \cdot 0,45 \cdot 20 \cdot 10^3 + 3,39 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 2034,45 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd,1} &= 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x \right) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_2 \\ &= 0,8 \cdot 0,259 \cdot 0,45 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{0,3}{2} - 0,4 \cdot 0,259 \right) + 3,39 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,109 \\ &= 105,02 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Bod 2 – Napětí v tažené výztuži je na mezi kluzu

Přetvoření betonu v krajních vláknech betonu $\varepsilon_{cu} = 0,0035$

přetvoření tažené oceli $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd} = 0,0022$

Výška tlačené oblasti:

$$\begin{aligned} \frac{\varepsilon_{cu}}{x_{bal,1}} &= \frac{\varepsilon_{s1}}{d_2 - x_{bal,1}} = \frac{\varepsilon_{yd}}{d_2 - x_{bal,1}} \\ x_{bal,1} &= \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \frac{0,0035 \cdot 0,259}{0,0035 + 0,0022} = 0,159 \text{ m} \end{aligned}$$

Přetvoření tlačené oceli:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_{bal,1}} \cdot (x_{bal,1} - d_2) = \frac{0,0035}{0,159} \cdot (0,159 - 0,041) = 0,0026$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,0026 \geq \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200000} = 0,0022$$

$$\sigma_{s2} = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Síla a moment únosnosti:

$$\begin{aligned} N_{Rd,2} &= F_c - F_{s1} + F_{s2} = 0,8 \cdot x_{bal,1} \cdot b \cdot f_{cd} - A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \\ &= 0,8 \cdot 0,159 \cdot 0,45 \cdot 20 \cdot 10^3 = 1150,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd,2} &= 0,8 \cdot x_{bal,1} \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x_{bal,1} \right) + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_1 \\ &= 0,8 \cdot 0,159 \cdot 0,45 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{0,3}{2} - 0,4 \cdot 0,159 \right) + 2 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,109 \\ &= 133,61 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Bod 3 – Prostý ohyb

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_{s1}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 0,45 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,020 \text{ m}$$

Síla a moment únosnosti:

$$N_{Rd,3} = F_c - F_{s1} = 0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd,3} &= 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 0,8 \cdot 0,02 \cdot 0,45 \cdot 20 \cdot 10^3 (0,259 - 0,4 \cdot 0,02) \\ &= 36,99 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Bod 4 – Neutrálná osa prochází těžištěm průřezu

Síla a moment únosnosti:

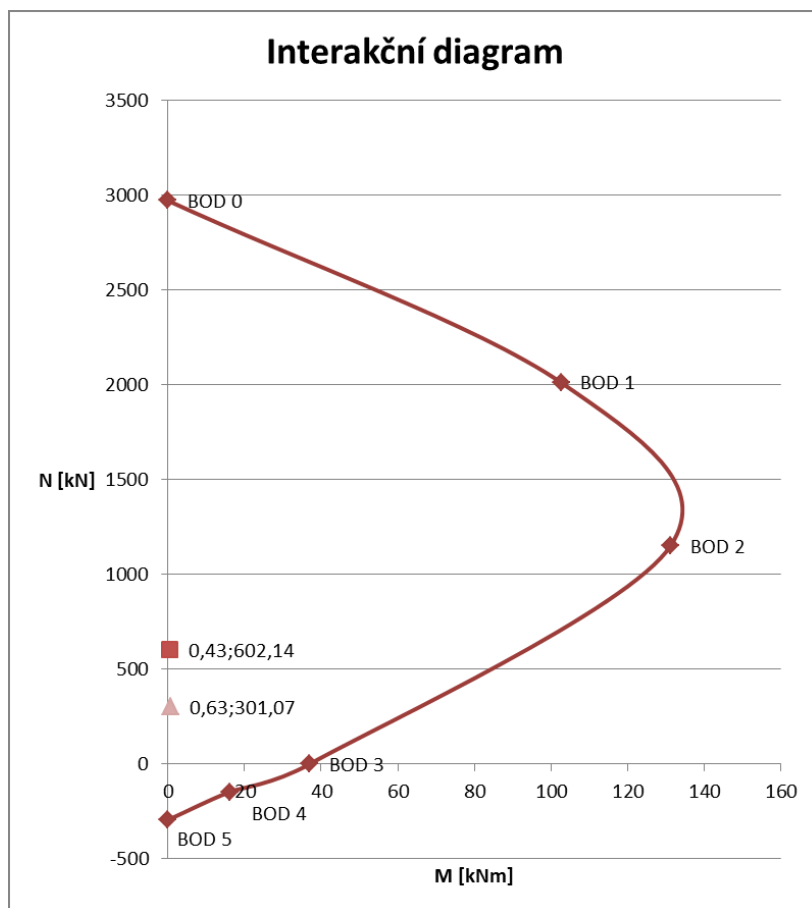
$$N_{Rd,4} = F_{s1} = 3,39 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 147,52 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,4} = F_{s1} \cdot z_1 = 147,52 \cdot 0,109 = 16,08 \text{ kNm}$$

Bod 5 – Dostředný tah

$$N_{Rd,5} = F_{s1} + F_{s2} = 147,52 + 147,52 = 295,04 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,4} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot z_1 - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_2 = 0 \text{ kNm}$$



Obrázek 28. Interakční diagram pro pilíř [autor]

Kombinace maximální normálové síly a příslušného momentu i kombinace maximálního momentu a příslušné normálové síly se nachází ve vnitřní ploše grafu (viz obrázek 28), navržená konstrukce tedy vyhovuje.

Konstrukční zásady:

Podélná hlavní nosná výztuž

- minimální průměr hlavní podélné výztuže: $\phi_{min} = 12 \text{ mm} = \phi = 12 \text{ mm}$,
- minimální rozměry průřezu: 300 x 300 mm,
- maximální vzdálenost prutů

$$s_{max} = 400 \text{ mm} > s = \frac{450 - 2 \cdot 35 - 12}{2} = 184 \text{ mm} \quad \text{Vyhovuje.}$$

- minimální vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \phi = 12 \\ d_g + \frac{k_2}{20} = 22 \end{array} \right\} = 22 \text{ mm} < s = 172 \text{ mm} \quad \text{Vyhovuje.}$$

- **Omezení množství tahové výztuže**

$$A_{s,min} = \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 580}{434,78 \cdot 10^3} = 1,34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 0,45 \cdot 0,3 = 5,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{s,min} = 1,34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \leq \sum A_s = 6,78 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \leq A_{s,max} = 5,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Vyhovuje.

- **Kotevní délka**

Návrhová pevnost betonu v tahu:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2}{1,5} = 1,33 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,33 = 3 \text{ MPa}$$

Základní kotevní délka:

$$l_{bd,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{434,78}{3} = 434,78 \text{ mm}$$

Kotevní délka:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 434,78 = 440 \text{ mm}$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{bd,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{bd,rqd} = 0,3 \cdot 434,78 = 130,43 \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 12 = 120 \\ 100 \end{array} \right\} = 130,43 \text{ mm}$$

$$l_{bd} = 440 \text{ mm} > l_{bd,min} = 130,43 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

Příčná výztuž – třmínky

Vzdálenost třmínků se zmenší na 0,6 násobek v místech nad a pod deskou v délce rovné většímu rozměru sloupu, v oblasti stykování podélné hlavní nosné výztuže musí být minimálně tři třmínky [9].

$$\phi_{sw,min} = \max \left\{ \frac{\phi}{4} = \frac{12}{4} = 3 \right\} = 6mm \leq \phi_{sw} = 8mm$$

$$s_{sw,max} = \min \left\{ 15 \cdot \phi = 15 \cdot 12 = 180 \right. \left. \begin{array}{l} \text{menší z rozměrů sloupu} \end{array} \right\} 180mm = s_{sw,návrh} = 180mm$$

Zahuštění třmínků: $0,6 \cdot 180 = 108 \sim 100 \text{ mm}$ v místech nad a pod deskou v délce 450 mm.

Ověření štíhlosti

Účinky druhého řádu lze zanedbat, je-li splněna podmínka, že štíhlost λ je menší než limitní štíhlost λ_{lim} , která je definována dle normy [9]:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \frac{1}{\sqrt{n}}$$

$$A = \frac{1}{(1+0,2 \cdot \varphi_{eff})} \text{ (neznáme-li } \varphi_{eff}, \text{ lze uvažovat } A = 0,7),$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega},$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} \dots \text{mechanický stupeň vyztužení:}$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{6,78 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3}{0,135 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,109,$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,109} = 1,103,$$

$$C = 1,7 - r_m \text{ (neznáme-li } r_m, \text{ lze uvažovat } C = 0,7),$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \dots \text{poměrná normálová síla:}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{584 \cdot 10^3}{0,135 \cdot 20 \cdot 10^6} = 0,22 \text{ N.}$$

Štíhlostní poměr je definován jako $\lambda = \frac{l_0}{i}$, kde l_0 je účinná délka a i je poloměr setrvačnosti betonového průřezu bez trhlin [9]. Pilíř je na jednom konci vetknutý a na druhém kloubově podepřený, vzpěrná délka tedy může být redukována součinitelem 0,7.

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 2,7 = 1,89 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\left(\frac{1}{12} b \cdot h^3\right)}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{\left(\frac{1}{12} 0,45 \cdot 0,3^3\right)}{0,45 \cdot 0,3}} = 0,087 \text{ m}$$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1,89}{0,087} = 21,82 \leq \lambda_{lim} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,103 \cdot 0,7 \frac{1}{\sqrt{0,22}} = 23,26$$

Podmínka vyhovuje, není třeba ověřovat vnitřní síly na zdeformované konstrukci

5.6 Návrh a posouzení skořepiny

Skořepina je navržena s tloušťkou 140mm, je izolovaná z venkovní strany tepelnou izolací tloušťky 120 mm a pohledovým betonem tloušťky 80 mm, proto nebude uvažováno se zatížením teplotou. Dle kapitoly 4 na skořepinu nepůsobí ani zatížení sněhem, bude tedy uvažováno jen se zatížením od tíhy střešního pláště, se zatížením větrem a užitným na střešních konstrukcích. Pro ověření a srovnání chování konstrukce při různém způsobu zatížení bude nejprve skořepina bez otvorů zatěžována vlastní tíhou, poté bude zatížena tíhou střešního pláště. Následně bude skořepina modelována s otvory a stanoven způsob spolupůsobení s vnitřní konstrukcí. Tvar skořepiny byl převzat z architektonického návrhu.

Zatížení

Stálá zatížení:

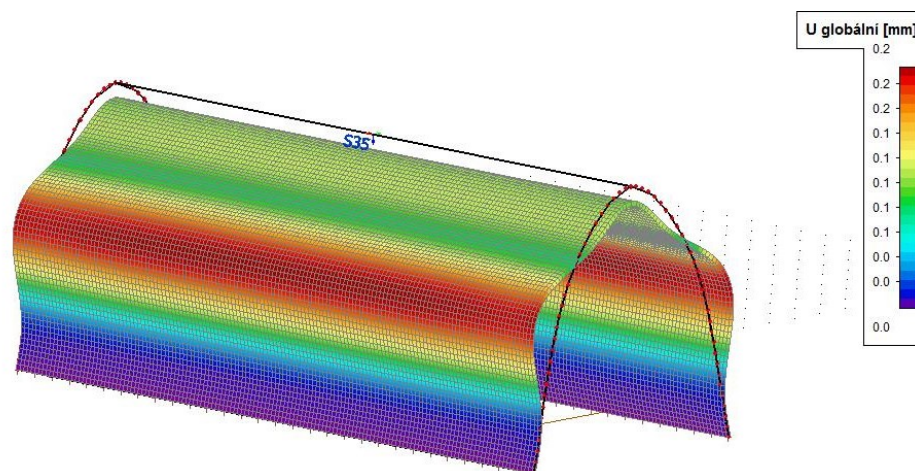
	p_k [kN/m ²]	γ_s	p_d [kN/m ²]
Vlastní tíha, tl. 140mm	3,5	1,35	4,725
Pohledový beton – předběžně tl. 80mm	2	1,35	2,7
Tepelná izolace, tl. 120mm	0,178	1,35	0,24

Nahodilá zatížení:

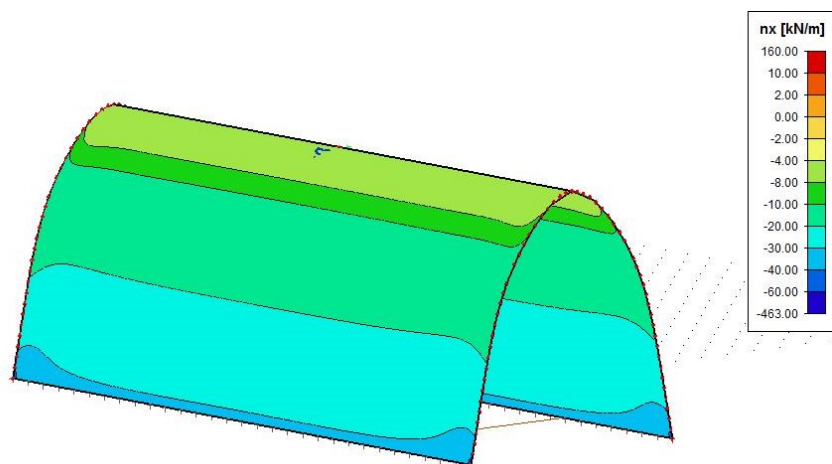
Kat. H	0,75	1,5	1,13
Vítr – viz Tabulka 1			

Skořepina bez otvorů

Konstrukce skořepiny byla nejprve modelována bez otvorů vetknutá do základů, zatěžována vlastní tíhou pro zkontrolování správnosti modelu. Deformace a průběhy vnitřních sil jsou zobrazeny na následujících obrázcích.

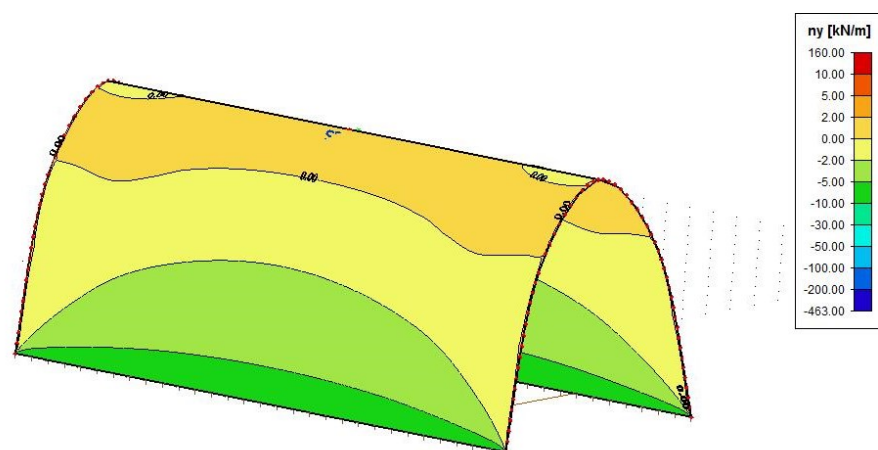


Obrázek 29. Deformace skořepiny od vlastní tíhy [autor]



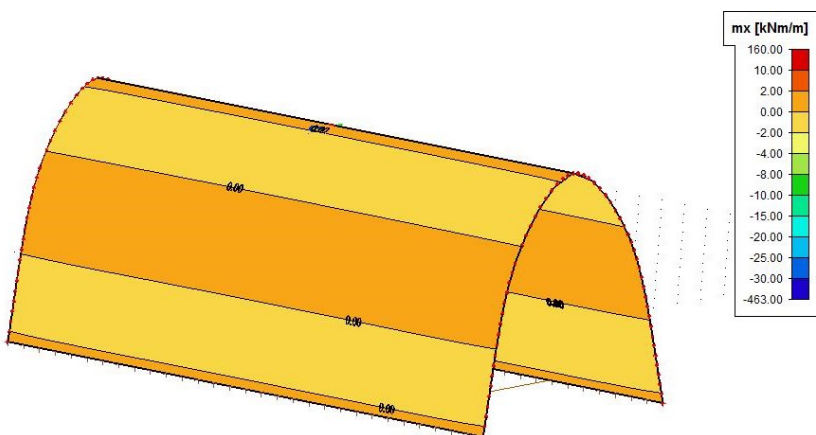
Obrázek 30. Průběh normálových sil ve směru x n_x [autor]

Rozsah hodnot $-4 \sim -40 \text{ kN/m}$



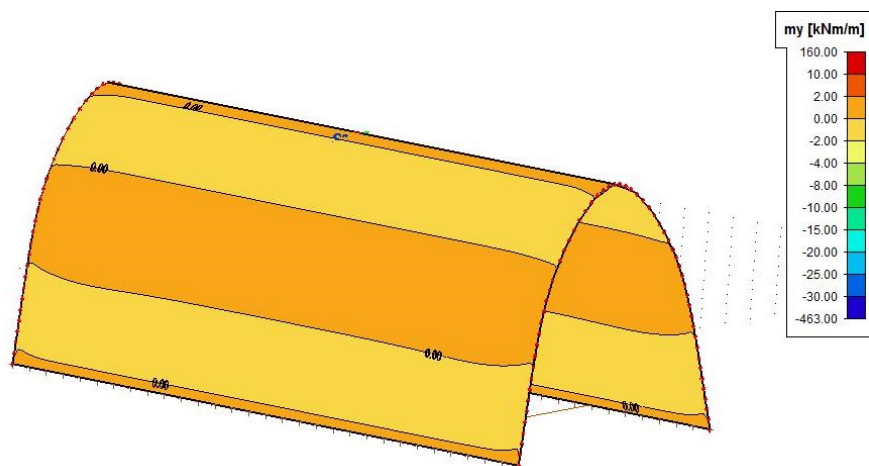
Obrázek 31. Průběh normálových sil směru y n_y [autor]

Rozsah hodnot $2 \sim -20 \text{ kN/m}$



Obrázek 32. Průběh momentů m_x [autor]

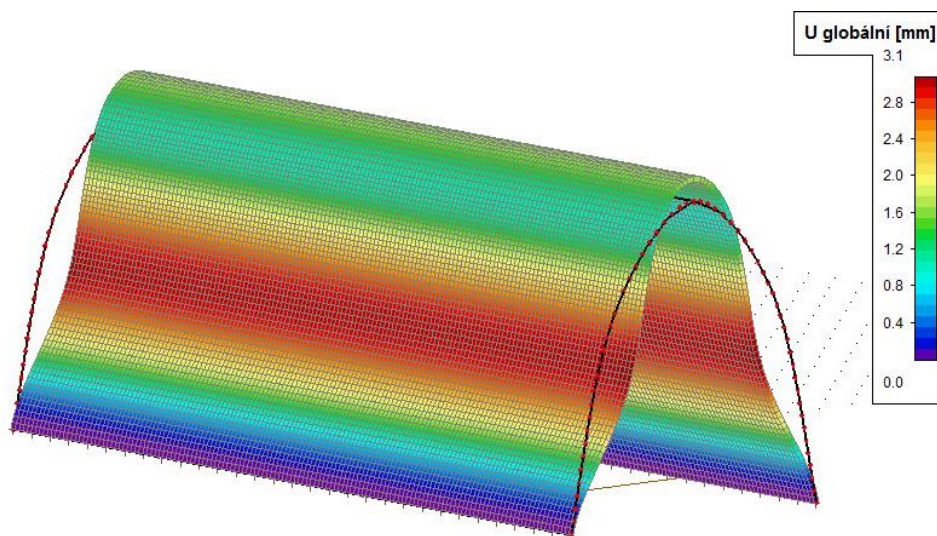
Rozsah hodnot $2 \sim -2 \text{ kNm/m}$



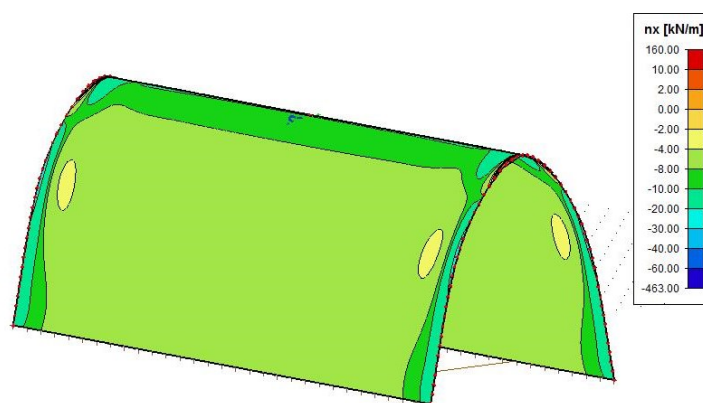
Obrázek 33. Průběh momentů m_y [autor]

Rozsah hodnot $2 \sim -2 \text{ kNm/m}$

Na skořepinu bylo dále aplikováno zatížení od střešního pláště (kolmo na střednici), výsledné deformace a průběhy vnitřních sil jsou uvedeny na následujících obrázcích.

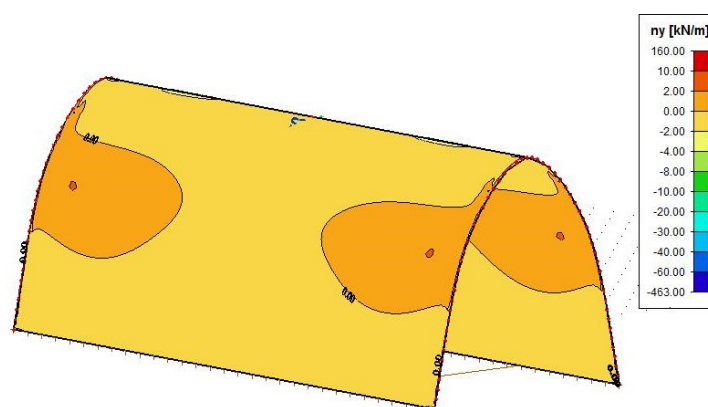


Obrázek 34. Deformace skořepiny od tíhy střešního pláště [autor]



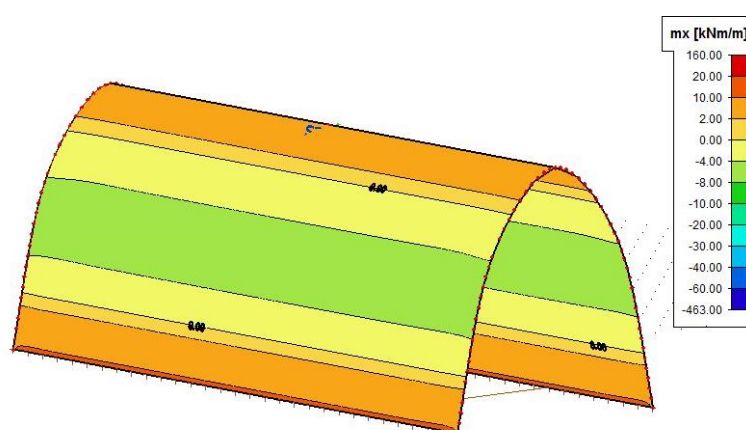
Obrázek 35. Průběh normálových sil ve směru x n_x [autor]

Rozsah hodnot $-2 \sim -30 \text{ kN/m}$



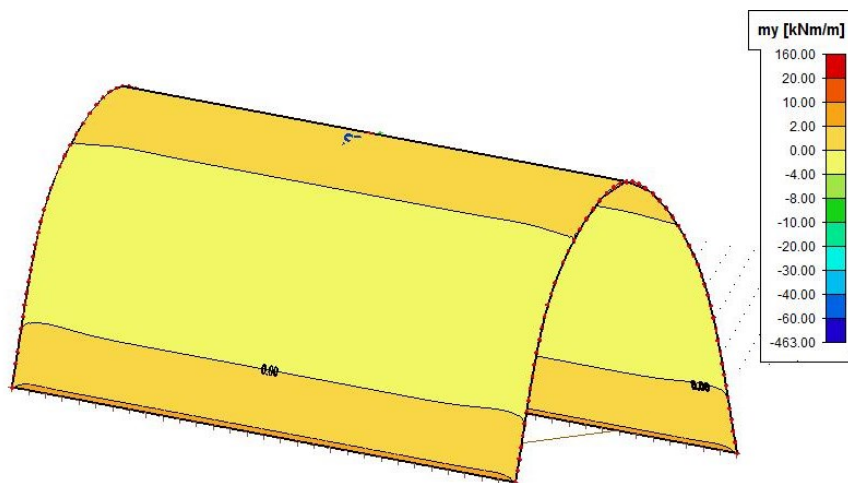
Obrázek 36. Průběh normálových sil směru y n_y [autor]

Rozsah hodnot $10 \sim -4 \text{ kN/m}$



Obrázek 37. Průběh momentů m_x [autor]

Rozsah hodnot $10 \sim -10 \text{ kNm/m}$



Obrázek 38. Průběh momentů m_y [autor]

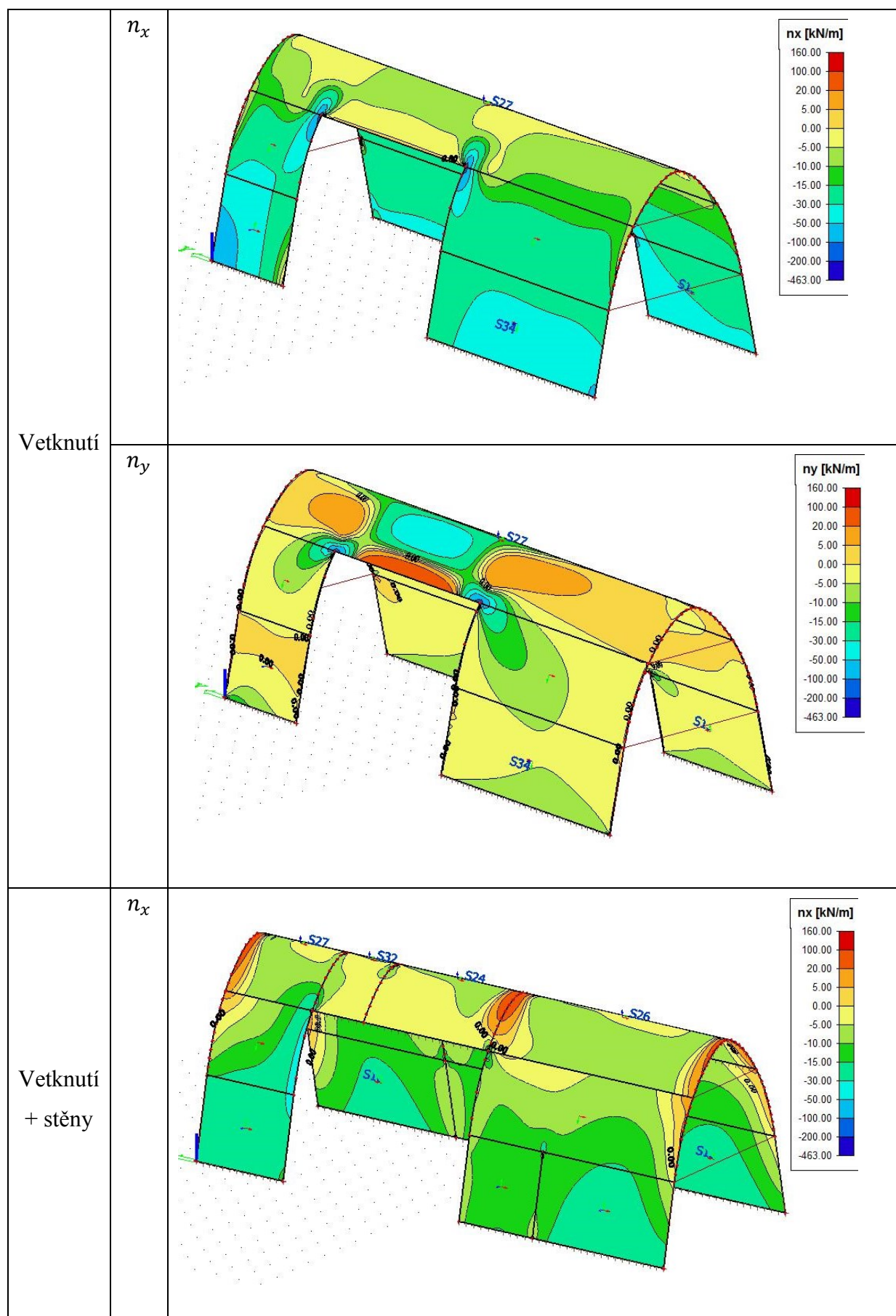
Rozsah hodnot $2 \sim -4 \text{ kNm/m}$

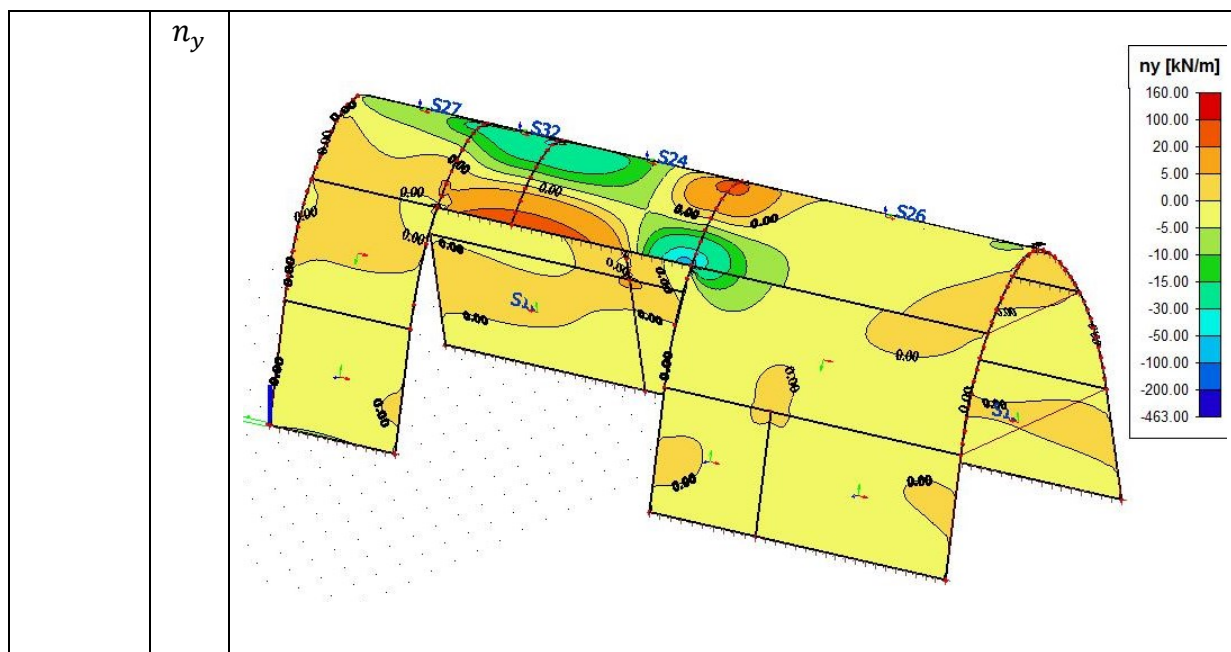
Na těchto obrázcích lze pozorovat, že momenty jsou relativně malé, průběhy normálových sil vychází dle předpokladů.

Skořepina s otvory

Skořepina byla dále modelována s otvory pro terasu a balkon a pro vstup do objektu, v úrovni základu je vetknuta. Nabízí se více variant spolupůsobení s vnitřní konstrukcí - pevné spojení se stropními deskami, podepření skořepiny stěnami nebo naopak žádné spolupůsobení s vnitřní konstrukcí. Dle subjektivního uvážení byla jako nejvýstižnější vybrána varianta podepření skořepiny vnitřními nosnými stěnami. Pro srovnání je v tabulce 10 uveden rozdíl mezi vnitřními silami n_x a n_y od vlastní tíhy na modelu, který je pouze vetknut v úrovni základů, a na modelu, který uvažuje s podepřením ve svislém směru v místech stěn.

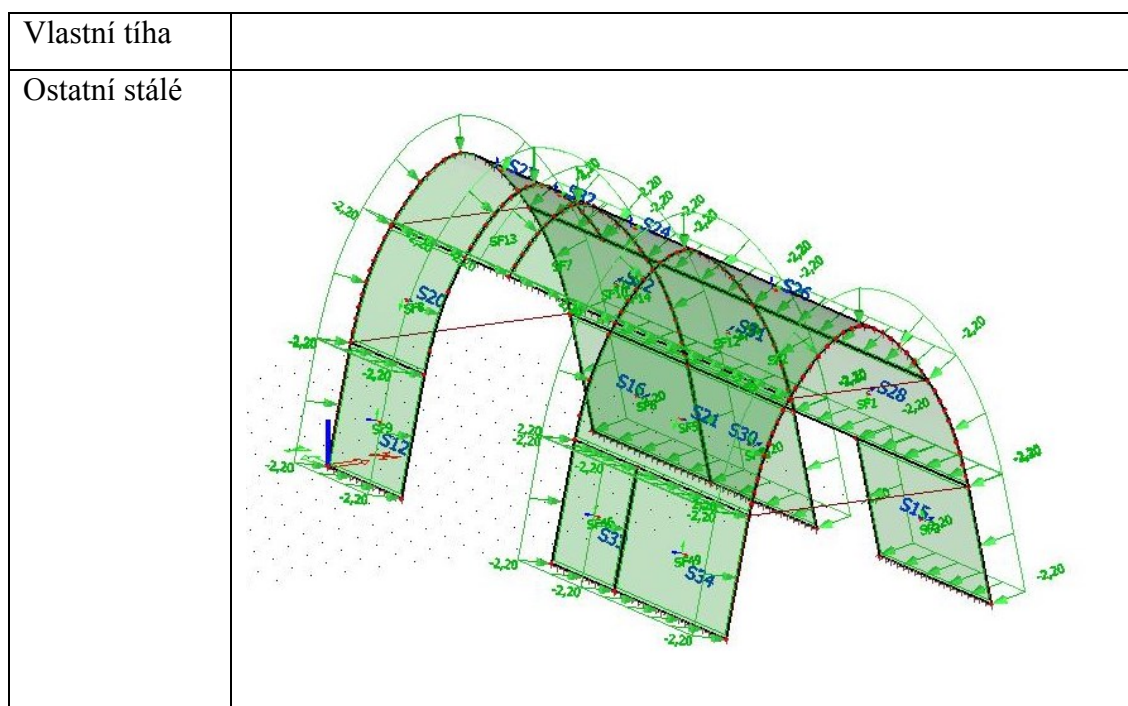
Tabulka 10 Srovnání průběhů vnitřních sil od vlastní tíhy při různém typu podepření

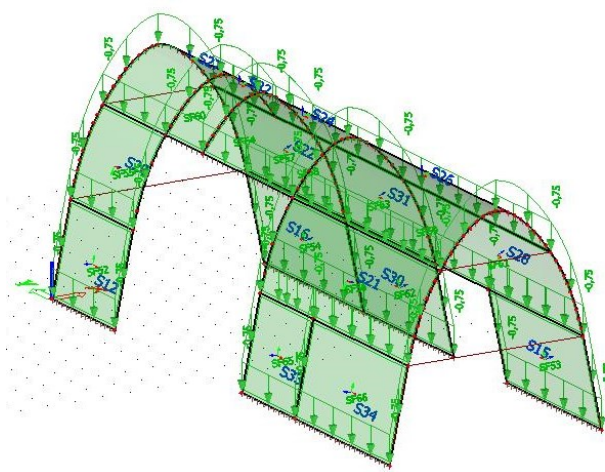
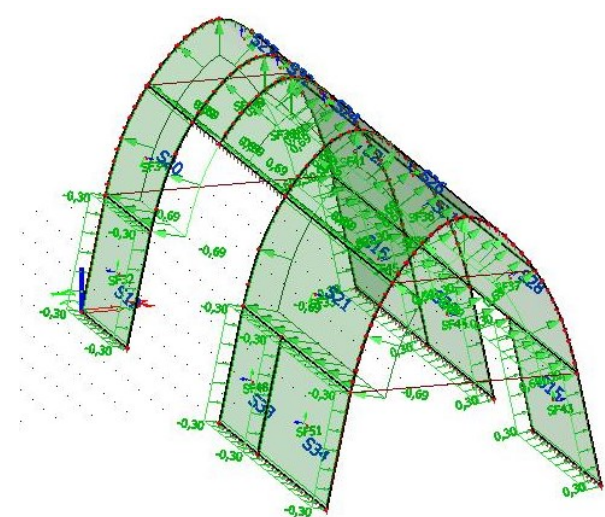
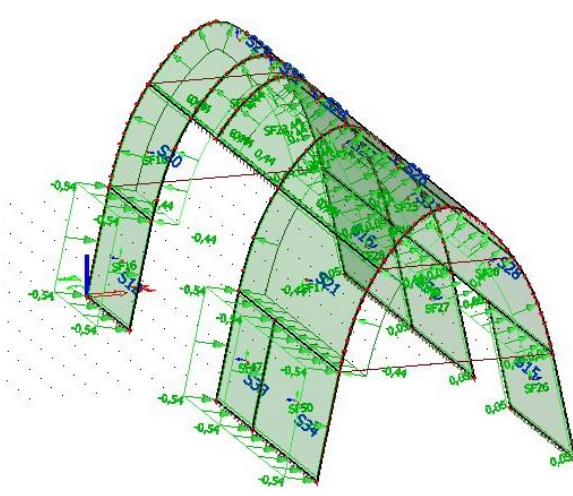




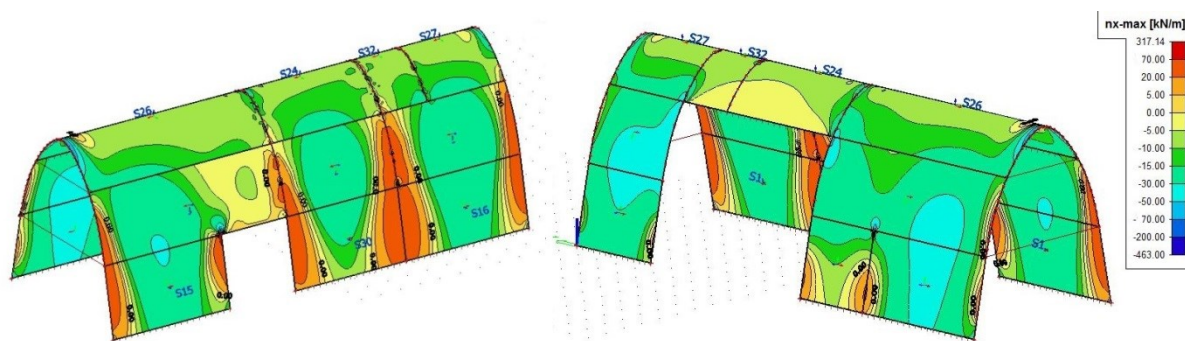
V modelu, který je podepřen v úrovni stěn, došlo ke snížení hodnoty normálové síly ve směru x v ploše z -50 kN/m na -30 kN/m , ve směru y ke snížení z -15 kN/m na 0 kN/m . Naopak došlo ke zvětšení lokálních normálových sil v místech, kde je skořepina podepřena stěnami.

Zatěžovací stavy



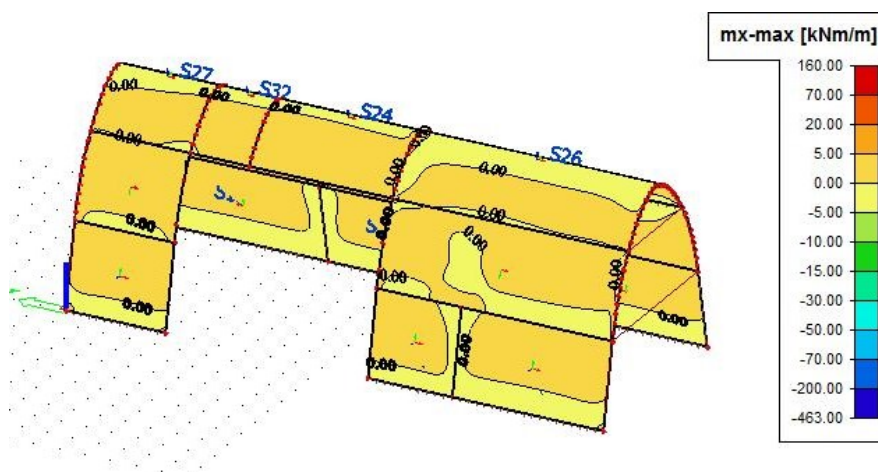
<p>kat. H</p>	
<p>vítr $c_{pi} = 0,2$</p>	
<p>vítr $c_{pi} = -0,3$</p>	

Obálky vnitřních sil

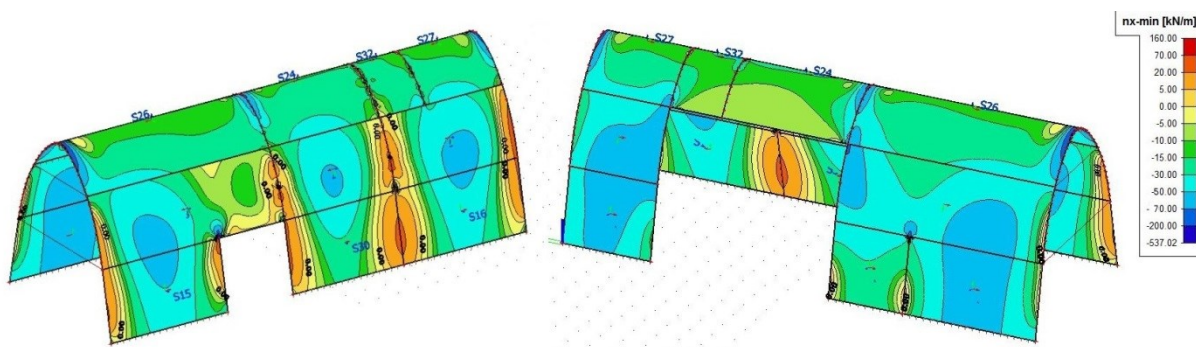


Obrázek 39. Průběh normálových sil ve směru x $n_{x,max}$ [autor]

$$N_{x,max,tlak} = -50kN/m, \quad N_{x,max,tah} = 20kN/m$$

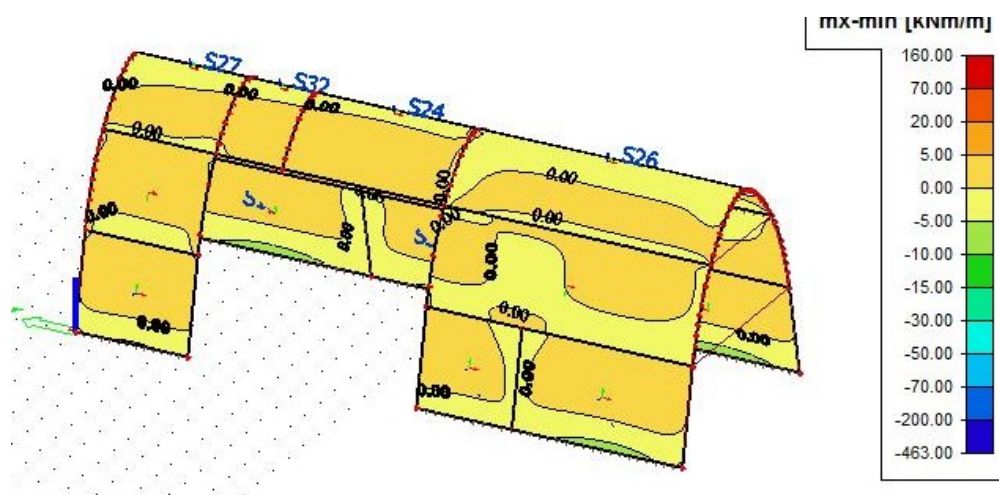


Obrázek 40. Průběh momentů $m_{x,max}$ [autor]

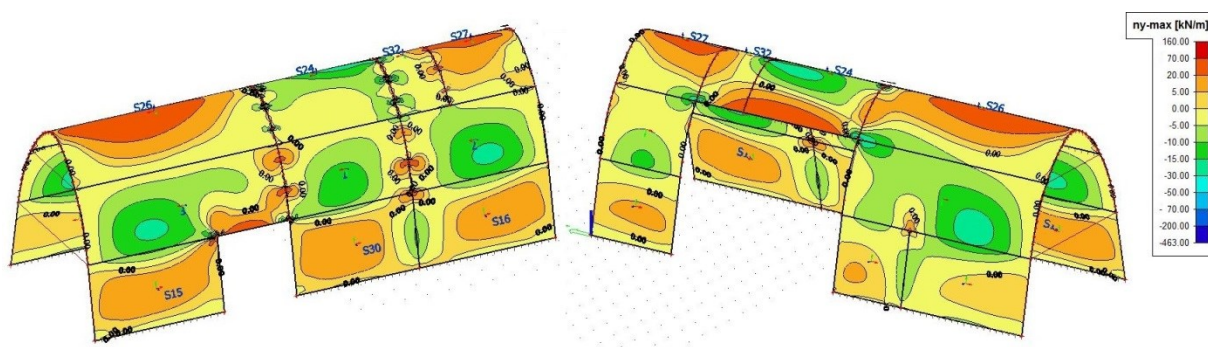


Obrázek 41. Průběh normálových sil ve směru x $n_{x,min}$ [autor]

$$N_{x,min,tlak} = -70kN/m, \quad N_{x,min,tah} = 5kN/m$$

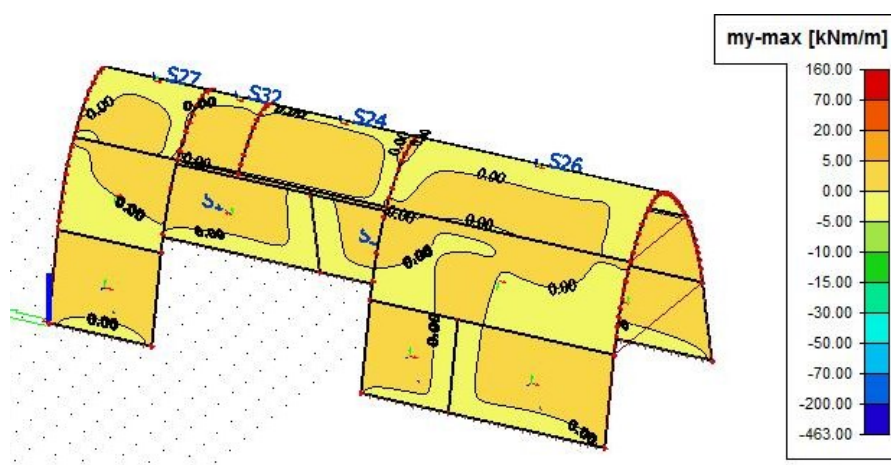


Obrázek 42. Průběh momentů $m_{x,min}$ [autor]

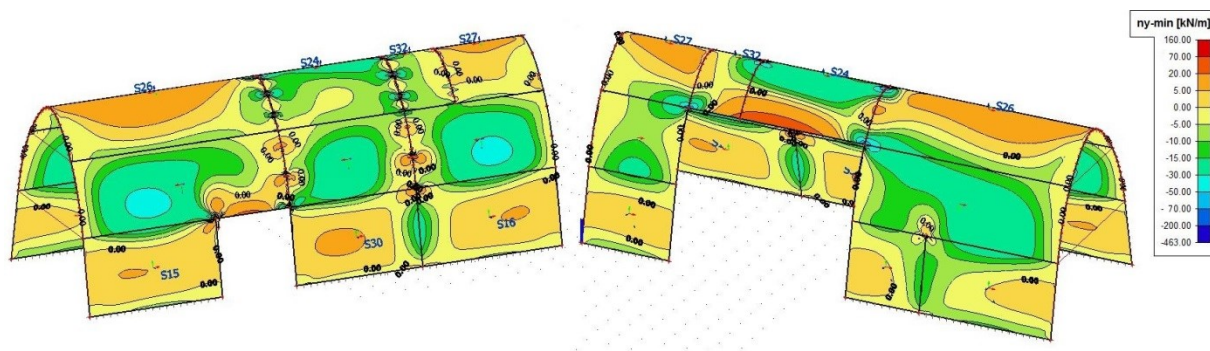


Obrázek 43. Průběh normálových sil ve směru y $n_{y,max}$ [autor]

$$N_{y,max,tlak} = -30kN/m, \quad N_{y,max,tah} = 70kN/m$$

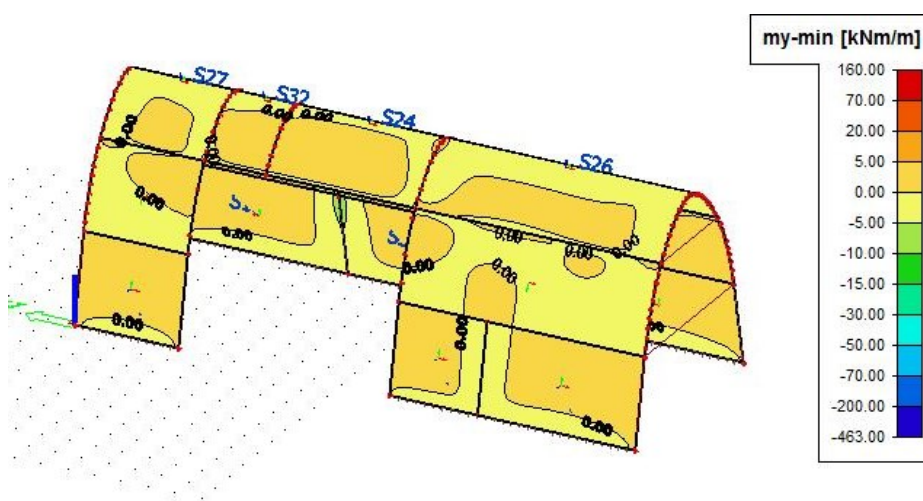


Obrázek 44. Průběh momentů $m_{y,max}$ [autor]



Obrázek 45. Průběh normálových sil ve směru y $n_{y,min}$ [autor]

$$N_{y,min,tlak} = -50kN/m, \quad N_{y,min,tah} = 70kN/m$$



Obrázek 46. Průběh momentů $m_{y,min}$ [autor]

Návrh plochy výztuže

Svislá výztuž: $2x\emptyset 12mm/150mm$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{1}{s} \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{1}{0,15} \cdot \pi \cdot \frac{0.012^2}{4} = 7,54 \cdot 10^{-4} m^2$$

Vodorovná výztuž: $2x\emptyset 12mm/150mm$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{1}{s} \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{1}{0,15} \cdot \pi \cdot \frac{0.012^2}{4} = 7,54 \cdot 10^{-4} m^2$$

Vzhledem k tomu, že je navržena ve svislém i vodorovném směru stejná výztuž, bude k posouzení použit stejný interakční diagram.

Krytí výztuže

Konstrukce je zařazena do konstrukční třídy S4; XC3 – beton uvnitř budov se střední nebo velkou vlhkostí vzduchu, venkovní beton chráněný proti dešti.

Průměr vodorovné výztuže $\phi_{sv} = 12mm$

$$\text{Krytí vodorovné výztuže } c_{min,sw} = \max \left\{ \begin{array}{l} \phi_{sv} = 12 \\ c_{min,dur} = 15 \\ 10 \end{array} \right\} = 15 \text{ mm}.$$

minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti $c_{min,b} = \phi = 12mm$,

minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí $c_{min,dur} = 25mm$,

přídavná bezpečnostní složka $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$,

redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$,

redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$,

$$\text{krycí vrstva } c_{min,1} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = 12 \text{ mm} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} = 25 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right\} = 25 \text{ mm},$$

$$c_{min,2} = c_{min,sw} + \phi_{sv} = 15 + 12 = 27 \text{ mm},$$

přídavná návrhová odchylka $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$,

nominální krycí vrstva:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 27 + 10 = 37 \text{ mm}.$$

Krytí svislé výztuže skořepiny navrženo 37 mm.

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$h = 140 \text{ mm}$$

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 140 - 37 - 6 = 97 \text{ mm}$$

$$d_1 = d_2 = c_{nom} + \frac{\phi}{2} = 37 + 6 = 43 \text{ mm}$$

$$z_1 = z_2 = \frac{h - d_1 - d_2}{2} = \frac{140 - 41 - 41}{2} = 27 \text{ mm}$$

Posouzení – interakční diagram

Bod 0 – Průřez je celý tlačný

Modul pružnosti betonářské oceli $E_s = 200 \text{ GPa}$, limitující hodnota pro napětí v oceli = přetvoření betonu $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{s2} = 0,002$,

$$\sigma_{s1} = \sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{s1} = 200 \cdot 0,002 = 400 \text{ MPa}$$

Síla a moment únosnosti:

$$\begin{aligned} N_{Rd,0} &= F_c + F_{s1} + F_{s2} = b \cdot h \cdot f_{cd} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \\ &= 0,1 \cdot 0,14 \cdot 20 \cdot 10^3 + 2 \cdot 7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \cdot 10^3 = 3433,35 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$M_{Rd,0} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z - A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot z = 0 \text{ kNm/m}$$

Bod 1 – Neutrálná osa prochází těžištěm výztuže

Přetvoření betonu v krajních vláknech betonu: $\varepsilon_{cu} = 0,0035$,

přetvoření oceli: $\varepsilon_{s1} = 0 \rightarrow \sigma_{s1} = 0 \text{ MPa}$

Napětí v oceli je dáno přetvořením betonu:

($x = d$)

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - d_2}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (x - d_2) = \frac{0,0035}{0,097} \cdot (0,097 - 0,043) = 0,0022$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,0019 < \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200000} = 0,0022$$

$$\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s = 0,0019 \cdot 200 \cdot 10^3 = 389,69 \text{ MPa}$$

Síla a moment únosnosti:

$$\begin{aligned} N_{Rd,1} &= F_c + F_{s2} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \\ &= 0,8 \cdot 0,097 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3 + 7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 389,69 \cdot 10^3 = 1845,82 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd,1} &= 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x \right) + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_2 \\
&= 0,8 \cdot 0,097 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{0,14}{2} - 0,4 \cdot 0,097 \right) + 7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 389,69 \cdot 10^3 \cdot 0,027 \\
&= 56,53 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

Bod 2 – Napětí v tažené výztuži je na mezi kluzu

Přetvoření betonu v krajních vláknech betonu $\varepsilon_{cu} = 0,0035$

přetvoření tažené oceli $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{yd} = 0,0022$

Výška tlačené oblasti:

$$\begin{aligned}
\frac{\varepsilon_{cu}}{x_{bal,1}} &= \frac{\varepsilon_{s1}}{d_2 - x_{bal,1}} = \frac{\varepsilon_{yd}}{d_2 - x_{bal,1}} \\
x_{bal,1} &= \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = \frac{0,0035 \cdot 0,097}{0,0035 + 0,0022} = 0,067 \text{ m}
\end{aligned}$$

Přetvoření tlačené oceli:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_{bal,1}} \cdot (x_{bal,1} - d_2) = \frac{0,0035}{0,067} \cdot (0,067 - 0,043) = 0,0013$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,0012 < \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200000} = 0,0022$$

$$\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s = 269,29 \text{ MPa}$$

Síla a moment únosnosti:

$$\begin{aligned}
N_{Rd,2} &= F_c - F_{s1} + F_{s2} = 0,8 \cdot x_{bal,1} \cdot b \cdot f_{cd} - A_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \\
&= 0,8 \cdot 0,067 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3 = 1044,61 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{Rd,2} &= 0,8 \cdot x_{bal,1} \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x_{bal,1} \right) + A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_1 \\
&= 0,8 \cdot 0,067 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{0,14}{2} - 0,4 \cdot 0,067 \right) + 2 \cdot 7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 269,29 \cdot 10^3 \cdot 0,027 \\
&= 59,56 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

Bod 3 – Prostý ohyb

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_{s1}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 0,14 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,02 \text{ m}$$

Síla a moment únosnosti:

$$N_{Rd,3} = F_c - F_{s1} = 0 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd,3} &= 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 0,8 \cdot 0,02 \cdot 0,45 \cdot 20 \cdot 10^3 (0,259 - 0,4 \cdot 0,02) \\ &= 29,11 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Bod 4 – Neutrálná osa prochází těžištěm průřezu

Síla a moment únosnosti:

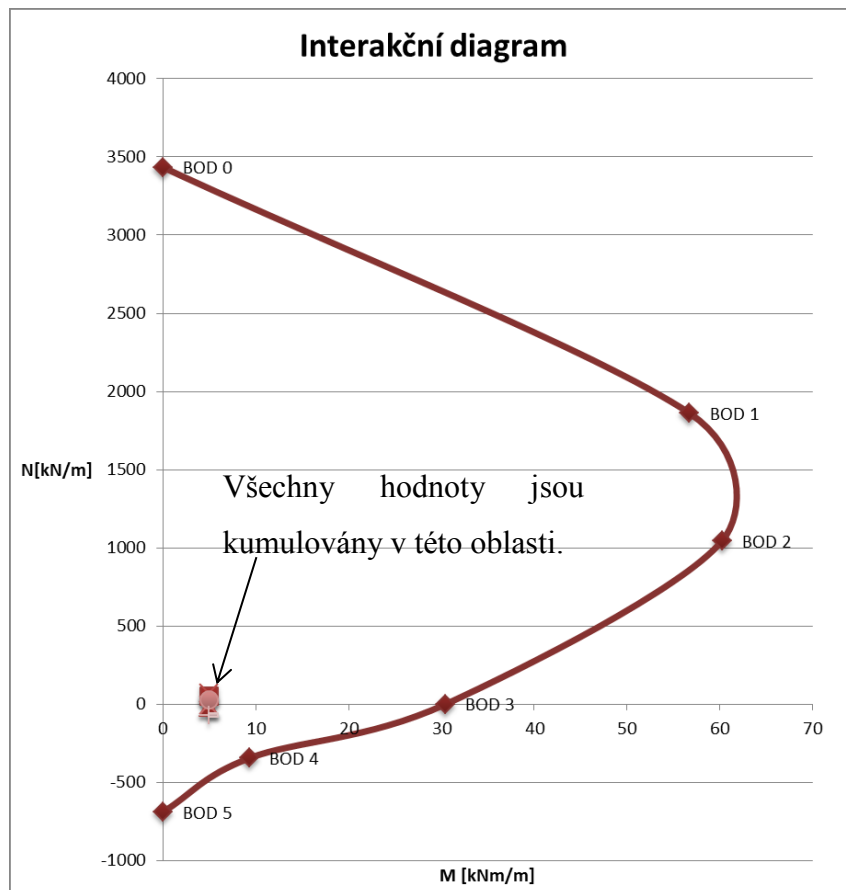
$$N_{Rd,4} = F_{s1} = 7,54 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = -327,81 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd,4} = F_{s1} \cdot z_1 = 344,21 \cdot 0,029 = 8,85 \text{ kNm/m}$$

Bod 5 – Dostředný tah

$$N_{Rd,5} = F_{s1} + F_{s2} = -(327,81 + 327,81) = 655,64 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd,4} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot z_1 - A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_2 = 0 \text{ kNm/m}$$



Obrázek 47. Interakční diagram [autor]

Kombinace maximálních normálových sil a příslušných momentů se nachází ve vnitřní ploše grafu (viz obrázek 47), navržená konstrukce tedy vyhovuje.

Konstrukční zásady:

Podélná výztuž

- maximální vzdálenost prutů

$$s_{max} = \min(3 \cdot h = 3 \cdot 140 = 420; 400) = 400 \text{ mm} \geq s = 150 \text{ mm}$$

- minimální vzdálenost prutů:

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \phi = 12 \\ d_g + \frac{k_2}{20} = 22 \end{array} \right\} = 22 \text{ mm} < s = 138 \text{ mm} \quad \text{Vyhovuje.}$$

- Omezení množství svislé výztuže

$$A_{s,min} = 0,002A_c = 0,002 \cdot 0,14 \cdot 1 = 2,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 0,14 \cdot 1 = 5,6 \cdot 10^{-3} m^2$$

$$A_{s,min} = 2,8 \cdot 10^{-4} m^2 \leq \sum A_s = 1,508 \cdot 10^{-3} m^2 \leq A_{s,max} = 5,6 \cdot 10^{-3} m^2$$

- **Omezení množství vodorovné výztuže**

$$A_{sh,min} = \min \left(\begin{array}{l} 0,001 A_c = 0,001 \cdot 0,14 \cdot 1 = 1,4 \cdot 10^{-4} \\ 0,25 \cdot A_s = 0,25 \cdot 1,508 \cdot 10^{-3} = 3,93 \cdot 10^{-4} \end{array} \right) = 1,4 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,min} = 1,4 \cdot 10^{-4} m^2 \leq \sum A_s = 1,508 \cdot 10^{-3} m^2 \quad \text{Vyhovuje.}$$

- **Příčná výztuž**

Pokud je nosná výztuž umístěna co nejbližší k povrchu stěny, je třeba navrhnout příčné spony – 4 kusy na metr čtvereční.

- **Kotevní délka**

Návrhová pevnost betonu v tahu:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 2}{1,5} = 1,33 MPa$$

Návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,33 = 3 MPa$$

Základní kotevní délka:

$$l_{bd,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{434,78}{3} = 434,78 mm$$

Kotevní délka:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 434,78 = 440 mm$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{bd,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{bd,rqd} = 0,3 \cdot 434,78 = 130,43 \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 12 = 120 \\ 100 \end{array} \right\} = 130,43 mm$$

$$l_{bd} = 440 mm > l_{bd,min} = 130,43 mm$$

Vyhovuje.

Účinky druhého řádu

Účinky druhého řádu je třeba uvažovat, pokud je pravděpodobné, že významně ovlivňují celkovou stabilitu konstrukce nebo dosažení mezního stavu únosnosti v kritických průřezích. Deformace se musí vypočítat s uvážením vlivu trhlin, nelineárních materiálových vlastností a dotvarování [9].

Ideální průřez

Modul pružnosti oceli $E_s = 200 \text{ GPa}$

Modul pružnosti betonu $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200}{33} = 6,06$$

plocha ideálního průřezu $A_i = A_c + \alpha(A_{s1} + A_{s2}) = 0,14 \cdot 1 + 6,06 \cdot (7,9 \cdot 10^{-4} + 7,9 \cdot 10^{-4}) = 0,1495 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \text{těžiště ideálního průřezu } a_{gi} &= \frac{A_c a_{gc} + \alpha(A_{s1} d_1 + A_{s2} d_2)}{A_i} \\ &= \frac{0,14 \cdot 1 \cdot 0,07 + 6,06 \cdot (7,9 \cdot 10^{-4} \cdot 0,099 + 7,9 \cdot 10^{-4} \cdot 0,041)}{0,1495} = 0,0701 \text{ m} \end{aligned}$$

moment setrvačnosti ideálního průřezu

$$\begin{aligned} I_i &= I_c + A_c(a_{gi} - a_{gc})^2 + \alpha[A_{s1}(d - a_{gi})^2 + A_{s2}(a_{gi} - d)^2] = \\ &= \frac{1}{12} 1 \cdot 0,14^3 + 0,14 \cdot 1(0,0701 - 0,07)^2 \\ &+ 6,06[7,9 \cdot 10^{-4}(0,099 - 0,0701)^2 + 7,9 \cdot 10^{-4}(0,0701 - 0,099)^2] \\ &= 2,29 \cdot 10^{-4} + 1,4 \cdot 10^{-9} + 8 \cdot 10^{-6} = 2,37 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A_i} + \frac{M_{Ed}(h - a_{gi})}{I_i} = \frac{0,07}{0,1495} + \frac{5 \cdot 10^{-3}(0,14 - 0,0701)}{2,37 \cdot 10^{-4}} =$$

$$0,47 + 1,47 = 1,94 \text{ MPa} \leq f_{cteff} = 2,9 \text{ MPa} \dots \text{ v průřezu nevzniknou trhliny}$$

moment na mezi vzniku trhlin

$$M_{cr} = f_{cteff} \frac{I_i}{h - a_{gi}} = 2,9 \cdot 10^3 \frac{2,37 \cdot 10^{-4}}{0,14 - 0,0701} = 9,83 \text{ kNm/m}$$

poloměr setrvačnosti ideálního průřezu $i_i = \sqrt{\frac{I_i}{A_i}} = \sqrt{\frac{2,37 \cdot 10^{-4}}{0,14 \cdot 1}} = 0,039 \text{ m}$

Vzpěrná (účinná) délka l_0 .

Délka poloviny plochy skořepiny je 9,1 m, na jednom konci je skořepina vetknutá, na druhém připojena k druhé polovině skořepiny. K posouzení účinků druhého řádu je potřeba určit vzpěrnou délku, která bude dále použita k výpočtu vzpěrného břemena. Pokud by se nejednalo o zakřivenou skořepinu, vzpěrnou délku by bylo možné regulovat součinitelem 0,7 jako pro vetknutý a kloubově uložený prvek. Na základě deformací na obr. 29 se nabízí i regulovat délku součinitelem 0,5; dalo by se říci, že skořepina má tendence se chovat jako oboustranně vetknutá.

vzpěrná délka pro oboustranné vetknutí $l_{01} = 0,5 \cdot l = 0,5 \cdot 9,1 = 4,55 \text{ m}$

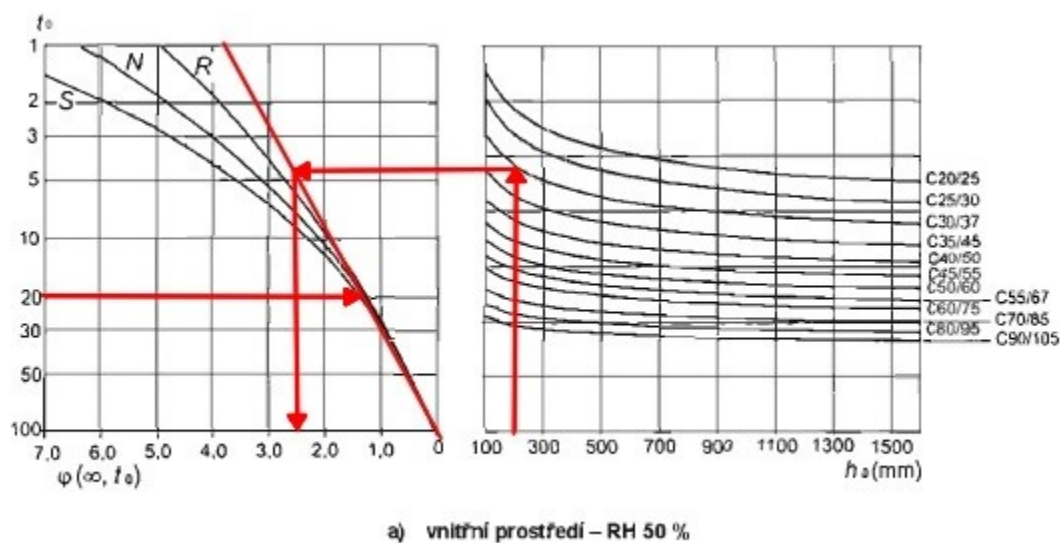
vzpěrná délka pro vetknutí a kloubové uložení $l_{02} = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 9,1 = 6,37 \text{ m}$

štíhlost ideálního průřezu $\lambda_{i1} = \frac{l_{01}}{i_i} = \frac{4,55}{0,039} = 116,67$

štíhlost ideálního průřezu $\lambda_{i2} = \frac{l_{02}}{i_i} = \frac{6,37}{0,039} = 163,33$

Metody analýzy

Metody analýzy zahrnují obecnou metodu založenou na nelineární analýze druhého řádu a dvě zjednodušené metody – metodu založenou na jmenovité tuhosti (vhodná pro osamělé prvky a celé konstrukce, pokud jsou vhodně odhadnuty hodnoty jmenovitých tuhostí), a metodu založenou na jmenovité křivosti (vhodná především pro osamělé prvky; s reálnými předpoklady týkajícími se rozdělení křivosti může být metoda použita i pro konstrukce). Součinitel dotvarování byl odvozen z tabulky na obr. 48.



Obrázek 48. Určení součinitele dotvarování $\varphi_{eff} = 2,6$ [9]

Metoda založená na jmenovité tuhosti

V této metodě je třeba použít hodnoty jmenovitých ohybových tuhostí zohledňujících účinek trhlin, materiálových nelinearit a dotvarování na celkové chování. Výsledný návrhový moment se použije pro návrh průřezů namáhaných ohybovým momentem a normálovou silou. V následujícím textu bude počítáno se vzpěrnou délkou $l_{01} = 4,55 \text{ m}$, v tabulce 11. je uvedeno srovnání se vzpěrnou délkou $l_{02} = 6,37 \text{ m}$.

Návrhová hodnota modulu pružnosti betonu $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} = \frac{33}{1,2} = 27,5 \text{ GPa}$

Návrhová hodnota modulu pružnosti betonu ve staticky neurčitých konstrukcích

$$E_{cd} = E_{cd,eff} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi_{eff}} = \frac{27,5}{1 + 2,6} = 7,64 \text{ GPa}$$

Návrhová hodnota modulu pružnosti oceli $E_{sd} = \frac{E_s}{\gamma_{CE}} = \frac{200}{1,2} = 166,7 \text{ GPa}$

Jmenovitá tuhost

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$$

geometrický stupeň vyztužení: pokud $\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{1,58 \cdot 10^{-3}}{0,14 \cdot 1} = 0,011 \geq 0,002$ lze využít následující součinitele:

součinitel, kterým se zohledňuje příspěvek výztuže $K_s = 1$

součinitel, kterým se zohledňují účinky trhlin, dotvarování betonu

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{eff}},$$

součinitel závisející na pevnostní třídě betonu: $k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{30/20} = 1,22 \text{ MPa}$

součinitel závisející na normálové síle a štíhlosti:

$$k_2 = n \frac{\lambda}{170} = 0,025 \frac{116,67}{170} = 0,017 < 0,2$$

poměrná normálová síla $n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{70}{0,14 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,025$

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{eff}} = \frac{1,22 \cdot 0,017}{1 + 2,6} = 5,76 \cdot 10^{-3}$$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s = 5,76 \cdot 10^{-3} \cdot 7,64 \cdot \frac{1 \cdot 0,14^3}{12} +$$

$$1 \cdot 166,7 \cdot \left(\frac{1}{4} \pi \cdot 0,006^4 + \left(0,07 - 0,035 - \frac{0,012}{2} \right) \cdot \pi \cdot \frac{0,012^2}{4} \right) = 0,52 \text{ MPa}$$

Zvětšovací momentový součinitel

$$M_{Ed,II} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N_{ED}} \right) - 1} \right]$$

moment prvního řádu $M_{0Ed} = 5 \text{ kNm}$

součinitel závisející na rozdělení momentů prvního a druhého řádu $\beta = \pi^2 / c_0 = 1,23$

součinitel závislý na průběhu momentů prvního řádu, konstantní moment $c_0 = 8$

návrhová hodnota normálového zatížení $N_{ED} = 70 \text{ kN/m}$

vzpěrné břemeno stanovené na základě jmenovité tuhosti

$$N_B = \pi^2 EI / l_{cr}^2 = \pi^2 \cdot 0,52 \cdot 10^3 / 4,55^2 = 260,7 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,II} = 5 \left[1 + \frac{1,23}{\left(\frac{260,7}{70} \right) - 1} \right] = 7,29 \text{ kNm/m}$$

Tabulka 11. Srovnání momentů druhého řádu vypočítaných pomocí metody založené na jmenovité tuhosti pro rozdílné vzpěrné délky

	$N_B \text{ [kN/m]}$	$M_{Ed,II} \text{ [kNm/m]}$
$l_{01} = 4,55 \text{ m}$	260,7	7,29
$l_{02} = 6,37 \text{ m}$	127,24	12,54

Metoda založená na jmenovité křivosti

Metoda vhodná zejména pro osamělé prvky s konstantní normálovou silou a definovanou účinnou délkou l_0 . Tato metoda stanoví jmenovitý moment druhého řádu na základě průhybu, který se stanoví postupně pomocí účinné délky a odhadnuté maximální křivosti. Výsledný návrhový moment se použije pro návrh průřezů namáhaných ohybovým momentem a normálovou silou. V následujícím textu bude počítáno se vzpěrnou délkou $l_{01} = 4,55 \text{ m}$, v tabulce 12. je uvedeno srovnání se vzpěrnou délkou $l_{02} = 6,37 \text{ m}$.

Návrhový moment: $M_{ED,II} = M_{0ED} + M_2 = 5 + 7,1 = 12,1 \text{ kNm}$

návrhový moment prvního řádu, zahrnující účinek imperfekcí $M_{0ED} = 5 \text{ kNm/m}$

Jmenovitý moment druhého řádu $M_2 = N_{Ed} e_2 = 70 \cdot 0,101 = 7,1 \text{ kNm/m}$

návrhová hodnota normálové síly $N_{ED} = 70 \text{ kN/m}$

průhyb $e_2 = \frac{1}{r} l_0^2 / c = 0,049 \cdot 4,55^2 / 10 = 0,101 \text{ m}$

součinitel závislý na rozdělení křivosti $c = 10$ (dopor. hodnota pro konstatní průřez)

$$\text{křivost } \frac{1}{r} = K_r K_\varphi 1/r_0 = 1 \cdot 1 \cdot 0,049 = 0,049$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45d} = \frac{2,17 \cdot 10^{-3}}{0,45 \cdot 0,097} = 0,049$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78}{200} = 2,17 \cdot 10^{-3}$$

opravný součinitel závisující na normálové síle

$$K_r = (n_u - n)/(n_u - n_{bal}) = (1,245 - 0,025)/(1,245 - 0,4) = 1,44 \leq 1 \rightarrow K_r = 1$$

$$\text{poměrná normálová síla } n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{70}{0,14 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,025$$

$$n_u = 1 + \omega = 1 + 0,245 = 1,245$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{1,58 \cdot 10^{-3} \cdot 434,78}{0,14 \cdot 1 \cdot 20} = 0,245$$

hodnota n při maximální momentové únosnosti $n_{bal} = 0,4$

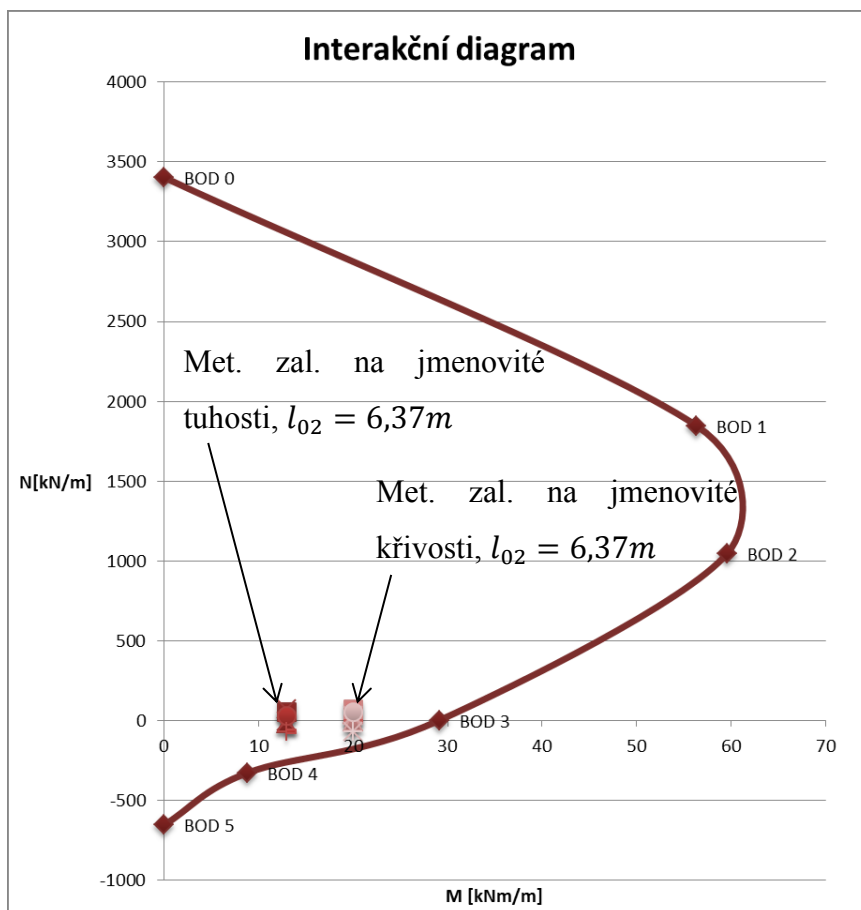
$$\text{účinek dotvarování } K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{eff} = 1 + (-0,26) \cdot 2,6 = 0,31 \geq 1 \rightarrow K_\varphi = 1$$

účinný součinitel dotvarování $\varphi_{eff} = 2,6$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda_i}{150} = 0,35 + \frac{30}{200} - \frac{116,67}{150} = -0,26$$

Tabulka 12. Srovnání momentů druhého řádu vypočítaných pomocí metody založené na jmenovité křivosti pro rozdílné vzpěrné délky

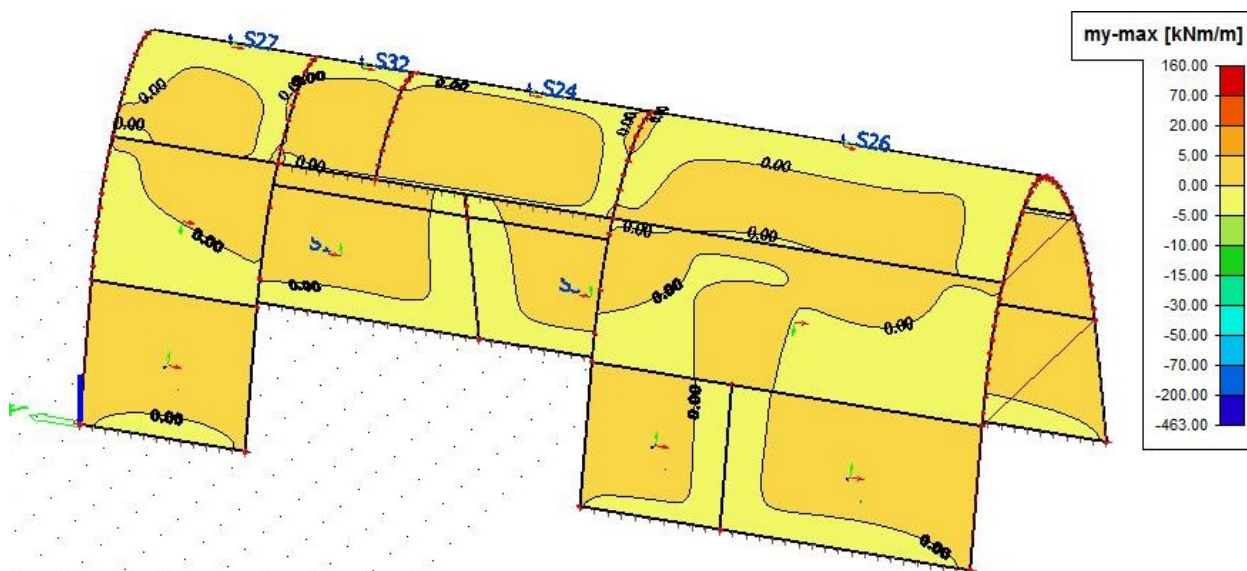
	e_2 [m]	$M_{Ed,II}$ [kNm/m]
$l_{01} = 4,55m$	0,101	12,1
$l_{02} = 6,37m$	0,202	19,14



Obrázek 49. Interakční diagram se zohledněním účinků druhého řádu [autor]

Z interakčního diagramu na obr. 49, který zohledňuje zvětšení momentu od účinků druhého řádu, vyplývá, že i po zdeformování konstrukce vyhoví.

Nelineární výpočet vnitřních sil byl proveden i v programu SCIA Engineer, porovnání momentů m_y prvního řádu a druhého řádu je uveden na obr. 50 a 51, kromě rozšíření některých ploch s momentem -5 kNm/m se však hodnoty momentů nijak zásadně nezměnily.



Obrázek 50. Průběh momentů $m_{y,max}$ vypočtených lineárním výpočtem [autor]

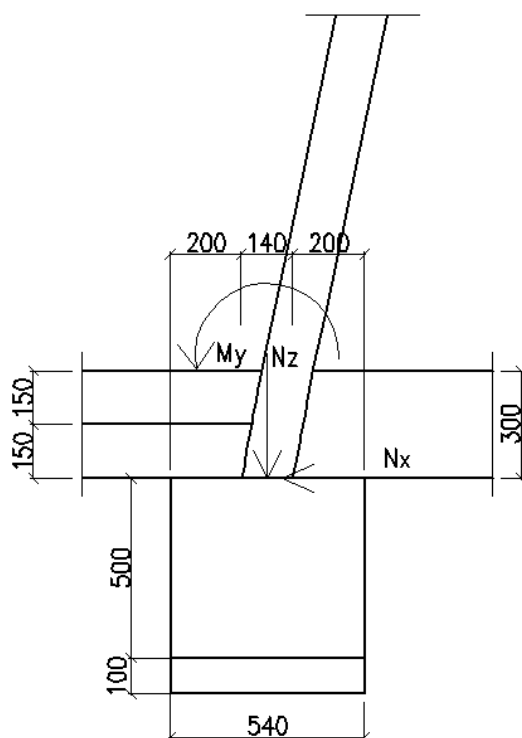


Obrázek 51. Průběh momentů m_y vypočtených nelineárním výpočtem [autor]

Závěr: Skořepina tl. 140 mm se svislou i vodorovnou výztuží $\phi 12/150mm$ při obou površích vyhovuje na účinky mezního stavu únosnosti i použitelnosti. Rozmístění výztuže viz výkresy D.1.5a – D.1.5e.

5.7 Návrh a posouzení základů

Založení objektu je předpokládáno na základových pásech. V lokalitě nebyl proveden inženýrskogeologický průzkum, předpokládají se jednoduché základové poměry s návrhovou pevností $R_{dt} = 150 \text{ kPa}$. Založení bude provedeno v nezámrazné hloubce min. 0,8 m pod upraveným terénem. Navržen a posouzen bude základ pod skořepinou.



Obrázek 52. Schéma zatížení základu [autor]

šířka základu $L = a \cdot 2 + t_s = 0,2 \cdot 2 + 0,14 = 0,54 \text{ m}$

výška základu $h = 0,5 \text{ m}$

Zatížení

Stálá zatížení:

	$p_k \text{ [kN/m]}$	γ_s	$p_d \text{ [kN/m]}$
Vlastní tíha – 0,54x0,5x1x25	6,75	1,35	9,11
Násyp – 0,3x0,2x1x17,5	1,05	1,2	1,26
Podlaha – 0,3x0,2x1x25	1,50	1,35	2,03
N_z – svislá reakce ze skořepiny			9,17
N_x – vodorovná reakce ze skořepiny			5,17
M_y – momentová reakce ze skořepiny			1,29

1. Posouzení základové zeminy

$$e_x = \frac{M + N_x \cdot h}{N_z} = \frac{1,29 + 5,17 \cdot 0,5}{9,17 + 12,39} = 0,175 \text{ m}$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{b \cdot (L - 2 \cdot e_x)} = \frac{9,17 + 12,39}{1 \cdot (0,54 - 2 \cdot 0,175)} = 114,39 \text{ kPa} < R_{dt} = 150 \text{ kPa}$$

Vyhovuje.

2. Posouzení únosnosti základu

$$p_d = \sigma_d = 114,39 \text{ kPa}$$

Pokud platí následující vztah, lze navrhovat základy z prostého betonu:

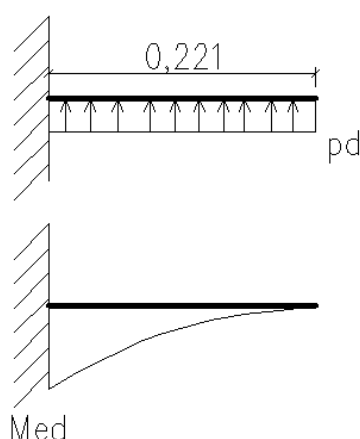
$$\frac{0,85 \cdot h}{a} \geq \sqrt{\frac{3p_d}{f_{ctd}}}$$

$$\frac{0,85 \cdot 0,5}{0,2} \geq \sqrt{\frac{3 \cdot 114,39}{1,467}}$$

$$2,125 < 15,29$$

Nevyhovuje, je třeba navrhnout železobetonový základ.

Výpočet vnitřních sil



Obrázek 53. Moment působící na základ [autor]

$$M_{Ed} = \frac{1}{2} p_a (a + 0,15 \cdot t_s)^2 = \frac{1}{2} 114,39 (0,2 + 0,15 \cdot 0,14)^2 = 2,79 \text{ kNm/m}$$

Krytí výztuže

Konstrukce je zařazena do konstrukční třídy S4; XC2 – povrchy betonů vystavených dlouhodobému působení vody; většina základů.

předběžný návrh výztuže $\phi = 8 \text{ mm}$,

minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti $c_{min,b} = \phi = 8 \text{ mm}$,

minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí $c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$,

přídavná bezpečnostní složka $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \text{ mm}$,

redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli $\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$,

redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$,

$$\text{krycí vrstva } c_{min,1} = \max \left\{ \begin{array}{l} c_{min,b} = 8 \text{ mm} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} = 25 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{array} \right\} = 25 \text{ mm},$$

přídavná návrhová odchylka $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$,

nominální krycí vrstva:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}.$$

Krytí výztuže základu je navrženo 35 mm

Návrh plochy výztuže

$$\text{účinná výška } d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 500 - 35 - \frac{8}{2} = 459 \text{ mm}$$

Navržená osová vzdálenost prutů:

$$s = 0,15 \text{ m}.$$

Skutečná plocha výztuže:

$$A_s = \frac{1}{s[m]} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{0,15} \cdot \frac{\pi \cdot 0,008^2}{4} = 5,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}.$$

Posouzení dolní výztuže na mezní stav únosnosti

Síla ve výztuži:

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} = 5,03 \cdot 10^{-4} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 145,65 \text{ kN}.$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{145,65}{0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 10^3} = 0,014 \text{ m.}$$

Moment únosnosti průřezu:

$$M_{Rd} = F_s(d - 0,4 \cdot x) = 145,65(0,459 - 0,4 \cdot 0,014) = 66,03 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 2,79 \text{ kNm/m}$$

Navržená výztuž $\phi 8/150 \text{ mm}$ vyhovuje.

Konstrukční zásady

- **Omezení množství výztuže**

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,92}{500} \cdot 0,54 \cdot 0,459 = 2,84 \cdot 10^{-4} \\ 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 0,54 \cdot 0,459 = 3,22 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\}$$

$$= 3,22 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 0,54 \cdot 0,5 = 0,0108 \text{ m}^2$$

$$3,22 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 5,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 < 0,0108 \text{ m}^2$$

Vyhovuje.

- **Omezení výšky tlačené oblasti**

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,025}{0,459} = 0,054 < \xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,78} = 0,62$$

Vyhovuje.

- **Maximální osová vzdálenost výztuže**

$$s_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot h = 2 \cdot 500 = 1000 \\ 250 \end{array} \right\} = 250 \text{ mm} > s = 150 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

- **Minimální světlá vzdálenost výztuže**

$$s_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \cdot \phi = 1 \cdot 8 \\ d_g + k_2 = 16 + 5 = 32 \\ 20 \end{array} \right\} = 32 \text{ mm}$$

$$s = 150 - 8 = 142 \text{ mm} > s_{min} = 32 \text{ mm}$$

Vyhovuje.

- **Rozdělovací výztuž**

$$A_{s,r,req} = 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 5,03 \cdot 10^{-4} = 6,7 \cdot 10^{-5} m^2$$

Navržená rozdělovací výztuž: $\phi 6/400 \text{ mm}$.

$$A_{s,r} = \frac{1}{s[m]} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{1}{0,4} \cdot \frac{\pi \cdot 0,006^2}{4} = 7,07 \cdot 10^{-5} m^2 > A_{s,r,req} = 6,7 \cdot 10^{-5} m^2$$

Vyhovuje.

- **Maximální vzdálenost prutů rozdělovací výztuže**

$$s_{r,max} = \min \left\{ \begin{matrix} 3 \cdot h = 3 \cdot 500 = 1500 \\ 400 \end{matrix} \right\} = 400 \text{ mm} = s = 400 \text{ mm}.$$

Vyhovuje.

- **Kotevní délka**

Návrhová pevnost betonu v tahu:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = 1 \cdot \frac{1,5}{1,5} = 1,0 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,0 = 2,25 \text{ MPa}.$$

Základní kotevní délka:

$$l_{bd,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{f_{bd}} = \frac{8}{4} \cdot \frac{434,78}{2,25} = 386,47 \text{ mm}$$

Kotevní délka:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 386,47 = 390 \text{ mm}$$

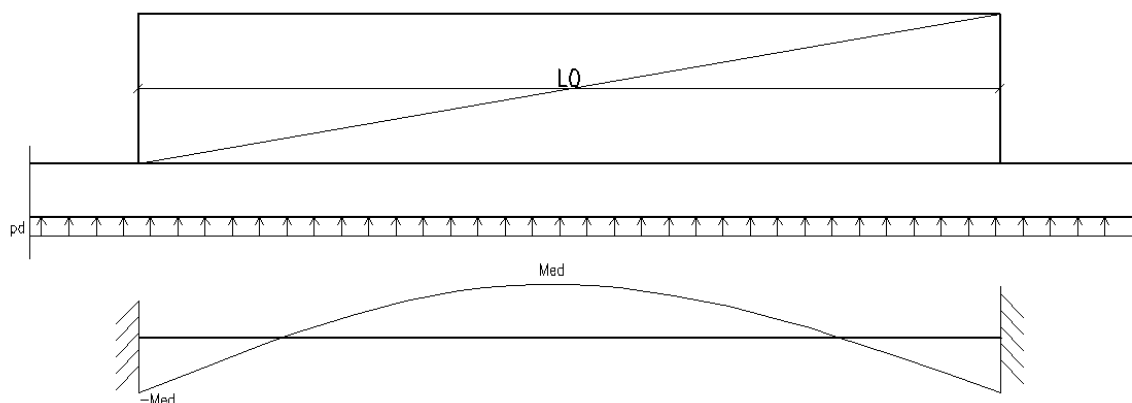
Minimální kotevní délka:

$$l_{bd,min} = \max \left\{ \begin{matrix} 0,3 \cdot l_{bd,rqd} = 0,3 \cdot 386,47 = 115,94 \\ 10 \cdot \phi = 10 \cdot 10 = 100 \\ 100 \end{matrix} \right\} = 115,94 \text{ mm}.$$

$$l_{bd} = 390 \text{ mm} \geq l_{bd,min} = 115,94 \text{ mm}.$$

Vyhovuje.

3. Výztuž pod otvory



Obrázek 54. Moment působící na základ pod otvorem [autor]

Pro otvor šířky 7,9 m:

$$M_{Ed} = \pm \frac{1}{16} p_d b l_0^2 = \pm \frac{1}{16} 114,39 \cdot 0,54 \cdot 7,9^2 = \pm 240,94 \text{ kNm}$$

Předběžný návrh výztuže $\phi = 22 \text{ mm}$

$$\text{účinná výška } d = h - c_{nom} - \phi_p - \frac{\phi}{2} = 500 - 35 - 8 - \frac{22}{2} = 446 \text{ mm}$$

$$A_{s,req} = \frac{M_1}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{240,94}{0,9 \cdot 0,446 \cdot 434,78 \cdot 10^3} = 1,38 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \text{návrh } 4x\phi 22 \text{ mm}, A_s = 1,52 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\text{síla ve výztuži } F_s = A_s \cdot f_{yd} = 1,52 \cdot 10^{-3} \cdot 434,78 \cdot 10^3 = 661,1 \text{ kN}$$

$$\text{výška tlačené oblasti } x = \frac{F_s}{0,8 \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd}} = \frac{661,1}{0,8 \cdot 0,54 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 10^3} = 0,115 \text{ m}$$

únosnost

$$M_{Rd} = F_s (d - 0,4x) = 661,1 (0,446 - 0,4 \cdot 0,115) = 264,5 \text{ kNm} > M_1 = 240,94 \text{ kNm}$$

Navržená výztuž $4x\phi 22 \text{ mm}$ vyhovuje.

Konstrukční zásady

- Omezení množství výztuže

Horní a dolní výztuž

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,2}{500} \cdot 0,54 \cdot 0,446 = 2,76 \cdot 10^{-4} \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d = 0,0013 \cdot 0,54 \cdot 0,446 = 3,13 \cdot 10^{-4} \end{array} \right\} = 3,13 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 0,54 \cdot 0,5 = 0,0108 m^2$$

$$3,13 \cdot 10^{-4} m^2 < 1,52 \cdot 10^{-3} m^2 < 0,0108 m^2$$

Vyhovuje.

- **Omezení výšky tlačené oblasti**

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,115}{0,446} = 0,258 < \xi_{bal} = \frac{700}{700 + f_{yd}} = \frac{700}{700 + 434,78} = 0,62$$

Vyhovuje.

- **Kotevní délka**

Návrhová pevnost betonu v tahu:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 1,5}{1,5} = 1,00 MPa$$

Návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,00 = 2,25 MPa$$

Základní kotevní délka:

$$l_{bd,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{f_{bd}} = \frac{22}{4} \cdot \frac{434,78}{2,25} = 1062,8 mm$$

Kotevní délka:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{bd,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1062,8 = 1070 mm$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{bd,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \cdot l_{bd,rqd} = 0,3 \cdot 1062,8 = 318,84 \\ 10 \cdot \frac{\phi}{100} = 10 \cdot \frac{22}{100} = 220 \end{array} \right\} = 318,84 mm$$

$$l_{bd} = 1070 mm \geq l_{bd,min} = 318,84 mm$$

Posouzení smykové výztuže

$$síla v podpoře V_1 = \frac{p_d l_s}{2} = 114,39 \cdot \frac{7,9}{2} = 451,84 kN$$

Plocha výztuže třmínku:

třmínek 4x ϕ 12/100mm:

$$A_{sw} = 4 \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 4 \cdot \pi \cdot \frac{0,012^2}{4} = 4,52 \cdot 10^{-4} m^2$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,446 = 0,401 m$$

Úhel tlačných diagonál: $\theta = 45^\circ \rightarrow \cotg \theta = 1$

Posouvající síla, kterou přenesou smyková výztuž na mezi kluzu:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_l} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg \theta = 4,52 \cdot \frac{10^{-4}}{0,12} \cdot 0,401 \cdot 365,22 \cdot 10^3 = 552,67 kN$$

$$V_{Rd,s} = 552,67 kN \geq V_{Ed,1} = 451,84 kN$$

Navržená smyková výztuž 4xφ12/120mm vyhovuje.

Maximální únosnost ve smyku:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cotg \theta + \tg \theta} = 1 \cdot 0,5 \cdot 0,401 \cdot 0,6 \cdot \frac{13,33}{1 + 1} = 1300,54 kN$$

Konstrukční zásady smykové výztuže

- **Omezení plochy smykové výztuže**

Stupeň vyztužení:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_l \cdot L \cdot \sin \alpha} = \frac{4,52 \cdot 10^{-4}}{0,1 \cdot 0,5 \cdot 1} = 0,0084$$

Minimální stupeň vyztužení:

$$\rho_{sw,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{20}}{500} = 0,0007$$

$$\rho_{sw} = 0,0084 \geq \rho_{sw,min} = 0,0007$$

Vyhovuje.

- **Maximální vzdálenost mezi větvemi třmínků**

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 0,446 = 0,335 m$$

Skutečná vzdálenost mezi větvemi třmínků:

$$s_t = \frac{b_w - 2 \cdot c_{sw} - n \cdot \phi_{sw}}{n - 1} = \frac{500 - 2 \cdot 15 - 4 \cdot 12}{3} = 0,140m$$

$$s_t = 0,14 \text{ m} < s_{t,max} = 0,340 \text{ m}$$

Vyhovuje.

- **Maximální vzdálenost mezi třmínky:**

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 0,446 \cdot (1 + 6,12 \cdot 10^{-17}) = 0,334m$$

$$s_l = 0,12 \text{ m} < s_{l,max} = 0,334m$$

Vyhovuje.

Stejným způsobem byla navržena výztuž pod otvor šířky 3m, zde vyhoví $4x\phi 10$ + smyková výztuž $4x\phi 12/330mm$.

Závěr: Základy jsou navrženy z betonu C20/25 vyztuženým $\phi 8/150mm$ + $\phi 6/400mm$, pod otvory je nutné přidat podélné vyztužení – pod otvorem šířky 7,9m $4x\phi 22mm$ + smyková výztuž $4x\phi 12/120mm$; pod otvorem šířky 3m $4x\phi 10mm$ + smyková výztuž $4x\phi 12/330mm$, viz výkres výztuže základů D.1.6. Do základu je rovněž nutno umístit výztuž pro navázání výztuže ve skořepině.

6 Závěr

Diplomová práce byla zaměřena na návrh a posudek železobetonové konstrukce rodinného domu, jehož zastřešení je tvořeno válcovou skořepinou. První kapitola je věnována teorii skořepin, základním poznatkům a předpokladům. Výpočet vnitřních sil na konstrukci byl proveden v programu SCIA Engineer; v zájmu ověření postupů výpočtu a správnosti výsledků z výpočetního programu byl spočítán příklad kulové bány zatížené po ploše půdorysu a poté vlastní tíhou nejprve pomocí vzorců uvedených ve skriptech [3], následně byl stejný příklad vymodelován v programu a výsledky byly porovnány. Při správném nastavení vykreslovaných vnitřních sil, jsou rozdíly mezi výsledky nepatrné.

Popis objektu a jednotlivých navrhovaných prvků je uveden ve třetí kapitole.

Ve čtvrté kapitole práce bylo stanoveno zatížení působící na jednotlivé prvky v konstrukci na základě postupů uvedených v normě [5]. Na konstrukci působí stálá a proměnná zatížení. Mezi stálá zatížení byla zařazena vlastní tíha prvků a ostatní stálá zatížení (skladba podlahy, podhled, zateplení...). Z proměnných se zde vyskytuje zatížení užité – kategorie A a kategorie H, zatížení přemístitelnými příčkami a zatížení sněhem a větrem.

Návrhy a posudky jednotlivých prvků jsou uvedeny v páté kapitole. Byla navržena a posouzena stropní deska nad prvním nadzemním podlažím, schodiště, trámy podporující stropní desku nad prvním nadzemním podlažím, pilíř S3 – A, konstrukce skořepiny a základy pod skořepinou. Všechny prvky vyhoví na mezní stav únosnosti i použitelnosti dle požadavků stanovených normou [9]. Pro pilíř bylo ověřeno pomocí štíhlostního kritéria, zda je možné zanedbat účinky druhého řádu. Pro návrh skořepiny bylo vytvořeno několik modelů, ze kterých byl následně pro posouzení vybrán model, kde je skořepina v úrovni základů vetknuta a podporována po celé výšce nosnými stěnami S1, S3, S4 a S6. Z výsledných ploch vnitřních sil byly vybrány největší síly a skořepina byla posouzena pomocí interakčního diagramu. Vzhledem k tomu, že se jedná o velmi tenkou konstrukci, která je navíc zakřivená, bylo potřeba ověřit, zda konstrukce vyhoví, pokud bude brána v potaz geometrická nelinearita. Norma [9] uvádí dvě zjednodušené metody – metodu založenou na jmenovité tuhosti a metodu založenou na jmenovité křivosti; konstrukce skořepiny byla analyzována oběma metodami; byly vypočítány momenty druhého řádu pro dvě různé vzpěrné délky a po zanesení výsledných hodnot do interakčního diagramu lze konstatovat, že konstrukce vyhoví i při nelineárních účincích. Ke všem navrženým prvkům byly zhotoveny výkresy výztuže.

Skořepinové nosné konstrukce nejsou u rodinných domů časté, spíše se setkáme s použitím skořepin u koncertních hal, nákupních středisek či restaurací. Pokud je nosná konstrukce navržena správně, mohou být výsledné objekty krásné a zároveň velmi hospodárné, což je velká výhoda skořepin. Návrh a posouzení této tvarově poměrně jednoduché skořepiny byl určen k poznání, co návrh takové konstrukce obnáší. Samotné posouzení není složité, je ovšem obtížné správně určit výpočetní model, vyselektovat podstatné a nepodstatné vnitřní síly a rozhodnout, zda chování konstrukce ve výpočetním programu odpovídá realitě.

Poděkování

Na tomto místě bych ráda poděkovala vedoucí diplomové práce Ing. Pavlíně Matečkové, Ph. D. za cenné rady, čas, který mi věnovala při konzultacích, a ochotu se mnou řešit problémy v mé práci, dále Ing. Davidu Mikoláškoví Ph. D. za rady při tvorbě výpočtového modelu.

Seznam použitých obrázků

Obrázek 1. Vizualizace rodinného domu[1]	1
Obrázek 2. Hyperbolický paraboloid [10].....	2
Obrázek 3. Kosmický pavilon [11]	2
Obrázek 4. Kaple Lomas de Cuernavaca [12].....	3
Obrázek 5. Restaurace Los Manantiales [13].....	3
Obrázek 6. Vnitřní síly ve skořepině [3]	5
Obrázek 7. Vzdálenost obecného bodu Q od střednicové plochy [4]	6
Obrázek 8. Určení vnitřních sil na elementu [3]	8
Obrázek 9. Zadání příkladu a předpokládaný průběh vnitřních sil [3]	9
Obrázek 10. Průběhy vnitřních sil na kulové báni zatížené rovnoměrně pro půdorysu v programu SCIA Engineer [autor].....	10
Obrázek 11. Zadání příkladu a předpokládaný průběh vnitřních sil [3]	11
Obrázek 12. Průběhy vnitřních sil na kulové báni zatížené vlastní tíhou v programu SCIA Engineer [autor].....	12
Obrázek 13. Příčný řez budovou [autor]	13
Obrázek 14. 3D model skořepiny [autor].....	14
Obrázek 15. Model desky v objektu [autor].....	14
Obrázek 16. Model desky v objektu u schodišťového otvoru[autor].....	15
Obrázek 17. Model schodišťové desky[autor]	15
Obrázek 18. Model trámu T.A [autor]	16
Obrázek 19. Model trámu T.B [autor].....	16
Obrázek 20. Model pilíře [autor].....	17
Obrázek 21. Doporučené hodnoty součinitelů vnějšího tlaku c_{pe} pro klenbové střechy s pravoúhlým půdorysem [5].....	23
Obrázek 22. Maximální momenty na stropní desce A [autor]	30
Obrázek 23. Maximální momenty na stropní desce B [autor]	30
Obrázek 24. Maximální momenty na schodišťové desce B [autor]	39
Obrázek 25. Průběh maximálních momentů na trámu T.B [autor].....	48
Obrázek 26. Průběh maximálních posouvajících sil na trámu T.B [autor]	49
Obrázek 27. Průběh vnitřních sil v pilíři [autor]	60
Obrázek 28. Interakční diagram pro pilíř [autor]	65
Obrázek 29. Deformace skořepiny od vlastní tíhy [autor]	69

Obrázek 30. Průběh normálových sil ve směru x n_x [autor]	70
Obrázek 31. Průběh normálových sil směru y n_y [autor]	70
Obrázek 32. Průběh momentů m_x [autor]	70
Obrázek 33. Průběh momentů m_y [autor]	71
Obrázek 34. Deformace skořepiny od tíhy střešního pláště [autor]	71
Obrázek 35. Průběh normálových sil ve směru x n_x [autor]	72
Obrázek 36. Průběh normálových sil směru y n_y [autor]	72
Obrázek 37. Průběh momentů m_x [autor]	72
Obrázek 38. Průběh momentů m_y [autor]	73
Obrázek 39. Průběh normálových sil ve směru x n_x, max [autor]	77
Obrázek 40. Průběh momentů m_x, max [autor]	77
Obrázek 41. Průběh normálových sil ve směru x n_x, min [autor]	77
Obrázek 42. Průběh momentů m_x, min [autor]	78
Obrázek 43. Průběh normálových sil ve směru y n_y, max [autor]	78
Obrázek 44. Průběh momentů m_y, max [autor]	78
Obrázek 45. Průběh normálových sil ve směru y n_y, min [autor]	79
Obrázek 46. Průběh momentů m_y, min [autor]	79
Obrázek 47. Interakční diagram [autor]	84
Obrázek 48. Určení součinitele dotvarování $\varphi_{eff} = 2,6$ [9]	88
Obrázek 49. Interakční diagram se zohledněním účinků druhého řádu [autor]	92
Obrázek 50. Průběh momentů m_y, max vypočtených lineárním výpočtem [autor]	93
Obrázek 51. Průběh momentů m_y vypočtených nelineárním výpočtem [autor]	93
Obrázek 52. Schéma zatížení základu [autor]	94
Obrázek 53. Moment působící na základ [autor]	95
Obrázek 54. Moment působící na základ pod otvorem [autor]	99

Seznam použitých tabulek

Tabulka 1. Srovnání vnitřních sil – příklad 1.....	10
Tabulka 2. Srovnání vnitřních sil – příklad 2.....	12
Tabulka 3. Výsledné tlaky větru na konstrukci.....	24
Tabulka 4. Materiálové charakteristiky betonu C30/37, C20/25 a oceli B500B [9].....	26
Tabulka 5. Zatěžovací stavy na desce A.	28
Tabulka 6. Zatěžovací stavy na schodišťové desce.....	38
Tabulka 7. Zatěžovací stavy na trámu T.B.....	47
Tabulka 8. Přehled výztuže v trámu T.B.....	58
Tabulka 9. Zatěžovací stavy na pilíři.	59
Tabulka 10 Srovnání průběhů vnitřních sil od vlastní tíhy při různém typu podepření.....	74
Tabulka 11. Srovnání momentů druhého řádu vypočítaných pomocí metody založené na jmenovité tuhosti pro rozdílné vzpěrné délky	90
Tabulka 12. Srovnání momentů druhého řádu vypočítaných pomocí metody založené na jmenovité křivosti pro rozdílné vzpěrné délky.....	91

Seznam použitých programů

Microsoft Office 2010 – Word, Excel: <https://www.microsoft.com/cs-cz/>,

Scia Engineer 15.1: <https://www.scia.net/cs>,

AutoCAD 2010: <http://www.autodesk.cz/>,

Seznam příloh a výkresů

Příloha 1. Architektonický koncept

Příloha 2. Návrh výztuže v trámu T.A

Výkres D.1.1a. Půdorys 1. N. P.

Výkres D.1.1b. Půdorys 2. N. P.

Výkres D.1.2a. Výztuž ŽB stropu nad 1. N. P. – horní výztuž

Výkres D.1.2b. Výztuž ŽB stropu nad 1. N. P. – dolní výztuž

Výkres D.1.3. Výztuž ŽB schodiště

Výkres D.1.4. Výztuž ŽB trámu a pilíře v 1. N. P

Výkres D.1.5a. Výztuž ŽB skořepiny – horní, na straně terasy

Výkres D.1.5b. Výztuž ŽB skořepiny – horní, na straně vchodu

Výkres D.1.5c. Výztuž ŽB skořepiny – dolní, na straně terasy

Výkres D.1.5d. Výztuž ŽB skořepiny – dolní, na straně vchodu

Výkres D.1.5e. Výztuž ŽB skořepiny – řez

Výkres D.1.6. Výztuž ŽB základů

Seznam zdrojů

Literatura

- [1] *Oldřich Bělina - architektonická kancelář: Betonový dům* [online]. 2012 [cit. 2017-11-27]. Dostupné z: <http://www.a-belina.eu/?p=100>
- [2] STRÁSKÝ, Jiří. Félix Candela - stavitel, inženýr, umělec. *Beton - Technologie - Konstrukce - Sanace* [online]. 2009, (2) [cit. 2017-11-28]. Dostupné z: http://www.betontks.cz/sites/default/files/2009-2-10_0.pdf
- [3] TEPLÝ, Břetislav a Svatopluk ŠMÍŘÁK. *Pružnost a plasticita II*. Brno: Vysoké učení technické, 1993. ISBN 80-214-0498-1.
- [4] ŠEJNOHA, Jiří a Jitka BITTNAROVÁ. *Skořepiny: doplňkové skriptum*. Praha: Vydavatelství ČVUT, 1999. ISBN 80-01-01944-6.
- [5] ČSN EN 1991: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [6] *Sněhová mapa* [online]. [cit. 2017-11-28]. Dostupné z: <http://www.snehovamapa.cz/>
- [7] ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [8] ŠTĚPÁNEK, Petr. *Betonové konstrukce: prvky betonových konstrukcí, navrhování podle mezních stavů*. Brno: CERM, 1998. Učební texty vysokých škol. ISBN 80-214-1143-0.
- [9] ČSN EN 1992 - 1 - 1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

Obrázky

- [10] *Hyperbolický paraboloid* [online]. [cit. 2017-11-28]. Dostupné z: <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/0/01/Hyperbolic-paraboloid.svg/1280px-Hyperbolic-paraboloid.svg.png>
- [11] *Kosmický pavilon* [online]. [cit. 2017-11-28]. Dostupné z: <https://i.pinimg.com/originals/ce/d1/92/ced192de061134b3149630871b01c73b.jpg>

[12] *Kaple Lomas de Cuernavaca* [online]. [cit. 2017-11-28]. Dostupné z: <http://s3.transloadit.com.s3.amazonaws.com/4b30ae61b7c84e42b6be045272ec3211/56/5436bb5bf0b72db3f4c9358c2c398c/The-Art-of-Structure-Chapel-Lomas-de-Cuernavaca-by-Felix-Candela4.jpg>

[13] *Restaurace Los Manantiales* [online]. [cit. 2017-11-28]. Dostupné z: <https://i.pinimg.com/originals/11/68/49/11684909092cb264935e803c730d41ab.jpg>

